

Ahmed Ahmadi

# **HARKKORAKENTEIDEN SUUNNITTELUN OHJEISTO JA KATSAUS TOIMIVUUDEN TEOREETTISIIN PERUSTEISIIN**

Rakennetun ympäristön tiedekunta  
Diplomityö  
Helmikuu 2020

# TIIVISTELMÄ

Ahmed Ahmadi: Harkkorakenteiden suunnittelun ohjeisto ja katsaus toimivuuden teoreettisiin perusteisiin  
Diplomityö  
Tampereen yliopisto  
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma  
Helmikuu 2020

---

Diplomityön lähtökohtana oli tutkia muottiharkkorakenteiden olennaisia rakenteellisia ominaisuuksia sekä niiden mitoittamista nykymääräysten mukaan. Diplomityön tavoitteena oli myös tehdä muottiharkkorakenteisen seurakuntakodin rakennelaskelmat ja tuottaa kohteeseen rakennesuunnitelmat. Ennen diplomityön aloittamista perehdyttiin eurokoodin mukaiseen rakenteiden mitoittamiseen. Lisäksi työssä tutustuttiin muottiharkkorakenteita ja rakennesuunnittelua koskevaan alan kirjallisuuteen, standardeihin ja määräyksiin.

Muottiharkkorakenteet soveltuvat hyvin pientalon perusrakenteisiin, missä niiden parhaat puolet, lujuus ja kestävyys erilaisia ympäristörasituksia vastaan, pääsevät oikeuksiinsa. Esimerkiksi puristuskapasiteetiltaan muottiharkkorakenteen valettu betoni-osa vastaa normaalia betonirakennetta. Pystyrakenteisiin muottiharkko soveltuu etenkin silloin, kun seinälle asetetaan erityisiä ääneneristys-, kosteudenkesto- tai palonkestovaatimuksia, tai kun halutaan rakennuksen säilyttävän käyttöarvonsa pidempään kuin esimerkiksi vastaava puurakennus.

Muottiharkkorakenteiden fysikaaliset ominaisuudet ovat vielä osittain selvittämättä. Muottiharkoissa käytetyn betonin tunnetut materiaaliominaisuudet tukevat kuitenkin oletusta, että muottiharkkorakennetta voidaan pitää kestäväenä ja eri olosuhteissa johdonmukaisesti käyttäytyvänä rakenteena. Tämän diplomityön teoriaosuudessa esitellään muottiharkkoisen ulkoseinärakenteen kosteusteknistä toimintaa maamme ilmasto-olosuhteissa.

Muottiharkkorakenteiden mitoitus perustuu Suomen rakentamismääräyskokoelman osaan B9, joka käsittelee muottiharkkorakenteita ja on yhteensopiva eurokoodien kanssa. Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B9 perusteella selvitettiin palkin, raudoitetun ja raudoittamattoman seinän ja maanpaineseinän mitoittamista. Lisäksi edellä mainitut rakenteet mitoitettiin vanhojen rakentamismääräysten mukaan luotettavan tuloksen varmistamiseksi. Laskelmia tehdessä huomattiin, että eurokoodit monimutkaistavat mitoituksia merkittävästi vanhoihin normeihin verrattuna. Vaikka eurokoodien mukaiset laskelmat ovatkin tarkempia, hyöty on erityisesti muottiharkkorakenteissa lähes olematon.

# ABSTRACT

Ahmed Ahmadi: Instruction of designing concrete block structures and an overview to the theoretical foundations of functionality  
Master of Science Thesis  
Tampere University  
Master's Degree Programme in Civil Engineering  
February 2020

---

The starting point of the thesis was to study the essential structural properties of concrete block structures and their dimensioning according to current regulations. The aim of the thesis was also to make structural calculations of a parish house with concrete block structure and to produce structural plans for the site. Before starting the thesis, the design of structures according to eurocode was studied. In addition, the literature, standards and regulations in the field of concrete block structures and structural design were studied.

Concrete block structures are well suited to the structures of a single-family house, where their best qualities, strength and resistance to various environmental stresses, come to their rights. For example, a concrete block structure with a compressive capacity corresponds to a normal concrete structure. For vertical structures, a concrete block is especially suitable when special requirements for sound insulation, moisture resistance or fire resistance are placed on the wall, or when it is desired to preserve the value of the building for longer than, for example, a corresponding wooden building.

The physical properties of concrete block structures are still to be determined. However, the known material properties of concrete used for concrete block support the assumption that a concrete block structure can be considered as a durable structure that behaves consistently under different conditions. In this Master's thesis, the theoretical part introduces the moisture behaviour of a concrete block exterior wall structure in the climate of our country.

The design of the concrete block structures was based on Part B9 of the Finnish building regulations, which deals with the block structures and is compatible with the eurocodes. Based on Part B9 of the Finnish building regulations, the design of a beam, reinforced and unreinforced wall and ground pressure wall was studied. In addition, the structures were dimensioned according to old building regulations to ensure a reliable result. When calculations were made, it was noticed that the eurocodes significantly complicate the dimensions compared to the old norms. Although the calculations according to the eurocodes are more accurate, the benefits are insignificant, especially in the case of concrete block structures.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin Tampereen teknillisen yliopiston rakennustekniikan laitoksen professori Matti Pentin ja yliopistolehtori Olli Kerokosken ohjaamana. Haluan esittää heille suuret kiitokset antoisista neuvoista ja palautteista. Diplomityö on tehty Insinööri-toimisto Tähtirannalla rinnakkain päivittäisen suunnittelutyön kanssa.

Kiitokset Tähtirannan Antti Rantatorikalle ja Matti Juolalle luottamuksen osoituksesta ja heidän antamastaan mahdollisuudesta diplomityön tekoon.

Kiitokset myös Anna-Sofia Palmrothille, Jyri Niskaselle, Sari Mustakoskelle, Timo Nousiaiselle, ja Sauli Toivoselle mukavista työhetkistä ja yhteistyöstä.

Erityiskiitokset isälleni, äidilleni ja vaimolleni Rezvanille, joka jaksoi tukea ja kannustaa minua niin opiskeluaikana kuin myös diplomityöni tekemisen aikana.

Tampereella 7.2.2020

Ahmed Ahmadi

# SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO .....	1
1.1 Tutkimuksen tausta .....	1
1.2 Työn tavoitteet .....	2
1.3 Tutkimuksen rajaukset .....	3
2. HARKKOTYYPIT .....	4
2.1 Yleistä .....	4
2.2 Muottiharkot .....	5
2.3 Lämpöeristetyt muottiharkot .....	6
2.4 Muottiharkkojen betonivalu .....	8
3. MUOTTIHARKKORAKENTEIDEN OMINAISUUDET .....	9
3.1 Yleistä .....	9
3.2 Rakennusfysikaaliset kosteusominaisuudet .....	9
3.2.1 Kosteuden siirtymismuodot huokoisessa rakenteessa .....	13
3.2.2 Diffuusio .....	14
3.2.3 Konvektio .....	15
3.2.4 Kapillaarisuus .....	17
3.2.5 Kosteuden tiivistyminen rakenteen pintaan .....	17
3.2.6 Kosteuden tiivistyminen rakenteen sisään .....	18
3.2.7 Rakenteen kuivuminen .....	19
3.2.8 Muottiharkkorakenteen ulkopuolinen suojapinnoite .....	20
3.3 Muottiharkkorakenteiden ääneneristävyys .....	21
3.4 Muottiharkkorakenteen palotekniset ominaisuudet .....	23
4. KUORMAT .....	25
4.1 Yleistä .....	25
4.2 Pysyvät kuormat .....	25
4.3 Muuttuvat kuormat .....	25
4.3.1 Lumikuorma .....	26
4.3.2 Tuulikuorma .....	30
4.3.3 Onnettomuuskuormat .....	36
4.4 Kuormien yhdistely .....	36
5. MUOTTIHARKKORAKENTEIDEN MITOITUS .....	40
5.1 Yleistä .....	40
5.2 Pystyrakenteet .....	42
5.3 Aukkojen ylitys .....	44
5.3.1 Muottiharkkopalkin mitoitus taivutukselle .....	45
5.3.2 Muottiharkkopalkin mitoitus leikkaukselle .....	47
5.3.3 Taipuma .....	52
5.3.4 Liittopalkki .....	55
5.4 Maanpaineseinän mitoitus .....	56
5.5 Teräksen ankkurointi .....	61

5.6	Jatkospituus .....	65
6.	CASE-KOHDE .....	68
6.1	Yleistä .....	68
6.2	Alapohja .....	69
6.3	Pystyrakenteet .....	70
6.4	Välipohja .....	72
6.5	Yläpohja .....	72
7.	YHTEENVETO .....	74
	LÄHTEET .....	76
	LIITEET .....	79

# 1. JOHDANTO

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Betoniharkkojen käytöllä on perinteitä suomalaisessa talonrakennustuotannossa. Suomessa käytetään kahdenlaisia harkkoja: muurattavia harkkoja ja ladottavia muottiharkkoja. Suomessa harkkoja on valmistettu ja käytetty lähinnä maatalous- ja pienteollisuusrakentamisessa 1940-luvulta saakka. Harkkorakenteiden käyttö ja valmistus lisääntyivät sotien jälkeisellä kiivaalla jälleenrakentamiskaudella 1950-luvun alussa. Silloiset harkkorakenteet tehtiin ns. sementtitiilestä, joka oli tuotantokustannukseltaan verrattain edullinen. Näitä harkkoja valmistettiin suuria määriä ilman merkittävää investointia. 1970-luvulla markkinoille tulivat ensimmäiset lämpöeristetyt muurattavat betoniharkot, joita olivat kevytsorabetonisia eristeharkkoja. Nämä ovat sittemmin syrjäyttäneet betoniharkot muuratuista rakenteista lähes kokonaan. Edesauttavina tekijöinä tälle kehitykselle ovat olleet kasvaneet lämmöneristys- ja ulkonäkövaatimukset. (Petrow & Kaskiaro 2016)

1980-luvulla markkinoille tulivat ensimmäiset ladottavat lämpöeristetyt muottiharkot, joiden suosio pientalorakentamisessa on kasvanut nykypäivään saakka. Ladottavat muottiharkkorakenteet toivat rakentamiseen uuden tekniikan, jolla aikaansaatiin normaali teräsbetoninen rakenne. Ladonnan tuloksena syntyy valumuotti, joka täytetään betonilla. Koska raudoitus on mahdollista sekä vaaka- että pystysuunnassa, syntyy teräsbetoninen rakenne. Eristettyjen ladottavien muottiharkkojen suosio ja käyttö pientaloissa on kasvanut voimakkaasti 2000-luvulla samalla, kun valmistajia on tullut lisää. (Petrow & Kaskiaro 2016)

Betonimuottiharkkorakenteet soveltuvat hyvin pientalon perusrakenteisiin, missä niiden parhaat puolet kuten kestävyys erilaisia ympäristörasituksia vastaan sekä rakenteellinen lujuus pääsevät oikeuksiinsa. Myös käsiteltävyys työmailla ja harkoista tehtyjen rakenteiden säänkestävyys, kosteudenkestävyys, ilmanpitävyys sekä lämmön- ja ääneneristävyys ovat ominaisuuksia, jotka lisäsivät harkkorakenteiden käyttöä rakennuksiin.

Hyvien työ- ja tuotantoteknisten ominaisuuksiensa ansiosta harkkorakenteet takaavat kilpailukykyiset hinnat, edullisen lopputuloksen ja helpon rakentamistavan. Eräs muottiharkkorakentamisen ominaispiirre on moduulimitoitus, jonka avulla vakiomittaisia harkkoja käyttämällä voidaan jo suunnitteluvaiheessa poistaa monia toteutukseltaan vaikeita

ja kustannuksia lisääviä rakenneratkaisuja. Pientalojen perustuksista noin puolet rakennetaan betoniharkkorakenteista. Seinärakenteisiin muottiharkkorakenteet soveltuvat etenkin, kun halutaan rakennuksen säilyttävän käyttöarvonsa pidempään kuin esimerkiksi vastaavat puurakenteet. Myös seinien massiivisuus saattaa olla haluttu ominaisuus. Voidaan sanoa, että betoniharkkorakenteet ja harkkorakentaminen on saavuttanut vanhan aseman suomalaisessa rakentamisessa 2000-luvun alusta lähtien. (Palolahti 2011)

## 1.2 Työn tavoitteet

Tutkimuksen päätavoitteena on tutkia muottiharkkorakenteiden rakenteellisia ominaisuuksia huomioiden Suomen sääolosuhteet sekä tutkia niiden mitoittamista nykyisten normien ja standardien määräysten mukaan.

Muottiharkkorakenteen tärkeimpiin rakenteellisiin ominaisuuksiin kuuluvat fysikaaliset ominaisuudet, ääneneristys ja palotekniset ominaisuudet. Työssä käsitellään muottiharkkorakenteiden kosteuden siirtymismuotoja ja niiden vaikuttavia taustatekijöitä sekä kosteuden vaikutuksia muottiharkkorakenteisiin. Työssä tutkitaan muottiharkkorakenteen paloluokkia ja niiden palonkestoajoja. Pieni katsaus tehdään betoniharkkoseinän akustisiin ominaisuuksiin ja niiden käyttäytymiseen eri taajuusalueilla.

Muottiharkkorakenteiden mitoitus perustuu käytettävissä olleeseen Suomen rakentamismääräyskokoelman osaan B9, joka käsittelee muottiharkkorakenteita ja on yhteensopiva eurokoodien kanssa. Tässä työssä rakentamismääräyskokoelman osan B9 perusteella selvitettiin palkin, raudoitetun ja raudoittamattoman pystyrakenteen, terästen ankkuroinnin sekä maanpaineseinän mitoittamista.

Tutkimukseen sisältyi myös case-kohde, Lempäälän Sääksjärven seurakuntakodin rakennesuunnittelu. Kohteen kaikki kantavat seinärakenteet ovat muottiharkkorakenteisia. Tavoitteena oli tehdä rakentamiseen vaaditut rakennesuunnitelmat käyttäen lähtötietoina arkkitehdin suunnitelmia ja pohjatutkimuksia. Suunnittelussa pyrittiin hyödyntämään mahdollisimman paljon muottiharkkorakenteita. Ennen kohteen suunnittelun aloittamista tutustuttiin lähtötietoihin. Tämän jälkeen aloitettiin rakennuksen kuormien määrittäminen ja rakenteiden suunnittelu. Kuormien määrittämiseen käytettiin RIL ry:n SFS-EN standardiin perustuvia ohjeita.



### **1.3 Tutkimuksen rajaukset**

Työ keskittyy ainoastaan muotti- ja betoniharkkorakenteisiin. Työssä ei tutkita tiilirakenteita, Siporex- rakenteita tai kevytsoraharkkorakenteita. Työssä ei myöskään tutkita epäluotettavia rakenneratkaisuja tai puutteellisia mitoitusohjeita. Tutkimus ei perustu koe-menetelmiin.

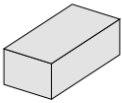
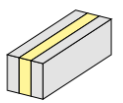
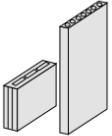
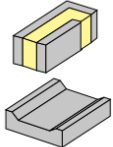
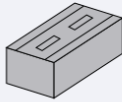
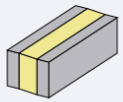
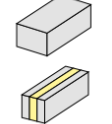
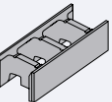
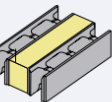
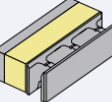
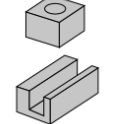
## 2. HARKKOTYYPIT

### 2.1 Yleistä

Harkot voidaan jakaa kahdella eri tavalla ryhmiin. Ensimmäinen tapa jakaa on valmistusmateriaalin mukaan kevytsorabetoni- ja betoniharkkoihin. Toinen tapa jakaa on niiden asennustavan mukaan muurattaviin tai ladottaviin harkkoihin. Ladonnassa harkot asennetaan päällekkäin ja harkoissa olevat valuontelot täytetään betonimassalla asennuksen yhteydessä. Ladontaharkoista käytetään myös nimitystä muottiharkko tai valuharkko. Kevytsorabetoniharkot, joiden tiheys on  $600 \dots 1500 \text{ kg/m}^3$  ovat aina muurattavia harkkoja. Betonin tiheyden ollessa yli  $1500 \text{ kg/m}^3$  harkoista voidaan tehdä niin ladottavia, valettavia kuin muurattaviakin harkkoja. Kevytsorabetoniharkko ja muottiharkko on mahdollista valmistaa myös eristeharkkoina siten, että tarvittava lämmöneriste on asennettu tehtaalla kuorien väliin. (Petrow & Kaskiaro 2016)

Suomessa betoniharkkovalmistajat valmistavat muurattavia ja ladottavia harkkoja standardi- tai vakio mitoilla. Vakiomittaisen betoniharkon nimelliskorkeus on 200 mm ja pituus valmistajan mukaan joko 500 mm tai 600 mm. Harkkojen nimellismittoihin vaikuttaa muurauksen saumauksen paksuus, joka voi olla 10 mm, 5 mm tai 3 mm. Kuvassa 1 esitetään ja havainnollistetaan erilaisia harkkotyyppejä.

Suomessa on useita harkkojen valmistajia eri puolilla maata, minkä ansiosta harkkojen saatavuus on hyvä ja kuljetusmatkat lyhyitä Suomessa harkkojen valmistuksessa, laadunvalvonnassa ja koestuksessa noudatetaan Suomen Standardisoimisliiton standardeja SFS 5212 ja SFS 5213.2. Valmistajat kuuluvat kolmannen osapuolen laaduntarkastuksen piiriin, jota valvoo Suomen ympäristöministeriö.

	Muurattavat standardiharkot	Muurattavat eristeharkot	Liimattavat tai ohutsauma muurattavat harkot ja elementit	Ladottavat valuharkot	Ladottavat eristetyt valuharkot	Ohutsauma-muurattavat ja ladottavat "hybridi-harkot"	Erikoisharkot
Kevytsoraharkot							
Betoni-harkot							

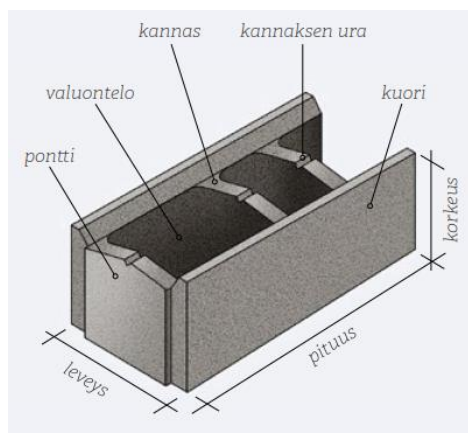
**Kuva 1.** *Betoni- ja kevytsoraharkot jaotellaan työmenetelmän mukaan. (SFS- EN 15435)*

## 2.2 Muottiharkot

Ladottavat muottiharkot on valmistettu luonnonkiviaineksesta, sementistä ja vedestä. Muottiharkolla tarkoitetaan onttoa harkkoa, joka toimii kuivaladottuna tai laastilla kiinnitettynä betoni- tai laastitäyteen pysyvänä muottina. Muottiharkkoja ei tule käyttää onttoina, koska muottiharkkojen rakenteellinen toimivuus perustuu betonitäytteeseen. (SFS-EN 15435 2008 s. 4-6.) Jos valmistajalla on ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen varmistama sisäinen laadunhallintajärjestelmä tai sen valmistus on tarkastettu, muottiharkko voidaan ottaa tietyin ehdoin huomioon rakenteen mitoituksessa.

Muottiharkkoja käytetään rakennuksessa yleisesti perustuksissa, kellarin seinissä, ulko- ja väliseinissä, pilareissa, tukimuureissa ja aidoissa. Harkoissa käytettävässä betonissa osa runkoaineesta voidaan korvata kevytsoralla, jolla harkon painoa voidaan keventää ja asennustyötä helpottaa. Muottiharkkojen kuoren ansiosta pystytään rakentamaan betonirakenteita ilman mitään muottirakenteita. Muottiharkkoja voidaan latoa ilman kiinnitys-laastia tai kiinnikkeitä. Harkkojen ladonnassa valuontelot muodostavat yhtenäisen verkoston, joka mahdollistaa betonin valumisen valuonteloon ilman erillisiä muottirakenteita. Muottiharkoissa on valmiina tehdasvalmisteinen kannaksen ura raudoitusteräksille (Kuva 2) ja raudoitteet asennetaan paikoilleen harkkojen ladonnan yhteydessä. Muottiharkkoihin voidaan tarvittaessa asentaa valuonteloihin myös pystysuuntaisia raudoitteita, jolloin saadaan lisää kestävyyttä vaakavoimille esimerkiksi maanpaineisiin ja tukimuureihin. Myös LVIS- asennukset on helppo tehdä muottiharkkoihin. Esimerkiksi ennen betonin valua muottiharkkorakenteissa sähköputkitukset asennetaan valuonteloihin ja asennusrasiat kiinnitetään harkkoihin ladonnan yhteydessä. Kun tarvittavat raudoituk-

set ja muut asennukset on tehty, muottiharkkojen ontelot valetaan täyteen hyvin juoksevalla, notkistetulla tai itse tiivistyvällä betonimassalla. Valuvalmistelut ja valujen jälkihoito tehdään normaalien betonirakenteiden tapaan. (Petrow & Kaskiaro 2016; Palolahti 2011)



**Kuva 2.** Tyypillisen muottiharkon osat. (SFS- EN 15435 2008)

Muottiharkot ladotaan yleensä 200 mm limityksellä, joten rakenteissa noudatetaan sekä vaaka-, että pystysuunnassa 2M-moduulimitoitusta. Harkkojen valmistustoleranssit ovat asennustekniikan seurauksena erittäin tiukat, koska mittavaihteluita ei voida tasata laastisauman avulla. Esimerkiksi harkkojen lapepinnat mitallistetaan valmistustehtaalla hioamalla. (Petrow & Kaskiaro 2016)

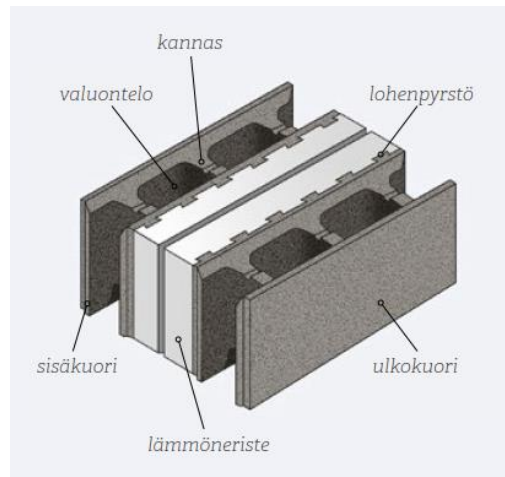
Väliseinissä käytettävien muottiharkkojen nimellisleveydet ovat 150, 200, 250 ja 300 mm. Muottiharkkoja käytetään pääosin kantaviin väliseiniin ja rakenteisiin, joissa halutaan päästä hyvään ääneneristävyyteen ja palonkestävyyteen sekä parempaan rakenteelliseen lujuuteen.

## 2.3 Lämpöeristetyt muottiharkot

Eristetty muottiharkko koostuu ontelollisista betonikuorista sekä niiden välisestä lämmöneristeestä, jonka paksuus vaihtelee harkkotyyppin mukaan. Harkkojen lämmöneristeinä käytetään pääosin polystyreeniä (EPS) tai polyuretaania (PU). Tyypillisesti lämmöneriste sijoitetaan harkon sisä- ja ulkokuoren väliin (Kuva 3). Kuten eristeettömässä harkossa, ladonnan yhteydessä harkkojen onteloihin asennetaan suunnitelmien mukaiset raudoitteet vaakaan ja mahdollisesti pystyyn. Raudoitteina käytetään standardien mukaisia betoniterästankoja, joiden paksuudet riippuvat kuormista ja käyttökohteista. Harkoissa huomioidaan myös terästen suojaetäisyydet eli peitepaksuus. Teräkset tulee sijoittaa muottiharkkojen onteloihin ohjeiden mukaisesti. Betonin valinnalla harkkorakenteissa on paljon merkitystä, sillä betonin ominaisuus vaikuttaa puristuslujuuteen. Muottiharkoissa käytettävän betonin puristuslujuus tulee olla vähintään C25/30. Muottiharkon


sisällä käytetyn eristeen tiheys vaikuttaa myös rakenteen lujuusominaisuuksiin. Voidaan sanoa, että muottiharkkorakenteessa harkko toimii käytännössä liittorakenteena. Koska kansallinen tuotehyväksyntä kuten FI-merkintä puuttuu, liittorakennetoimintaa ei voida hyödyntää rakenteen mitoituksessa. (Petrov & Kaskiaro 2016)

Lämmöneriste pysyy kiinni betonikuoressa lohenpyrstöliitoksella. Lämmöneristeen ja betonin välisen lujuuden määrittämiseksi tehdään vetokokeita. Kokeessa pyritään saamaan tilanne, jossa aiheutuisi vetorasitus liitokseen. Tällöin lohenpyrstö pyrkii irtoamaan lämmöneristeestä. Pahin tapaus liitoksessa tapahtuu silloin, kun yksi harkkorakenteen kannasosa joutuu kestäämään kahden betonipatsaan aiheuttaman paineen. Eri valmistajien koetuloksista saamien tietojen mukaan, yksi liitos kestää keskimäärin 0,5 kN ja liitoksen irtoamiseen tarvitaan 3-4 mm siirtymää. Betonoitaessa harkon kahteen onteloon yhtä aikaa, syntyy yhden metrin betonipatsaasta noin 20 kN/m<sup>2</sup> paine. Käytäntö on kuitenkin osoittanut, että rakenne kestää hyvinkin yli 1,2 m:n betonipatsaan paineen.



**Kuva 3.** Tyypillisen lämpöeristetyn muottiharkon osat. (SFS- EN 15435 2008)

Lämpöeristemuottiharkkoja saa markkinoilta eri leveyksillä 300, 350, 400, 420 mm tai 500 mm, mutta korkeus ja pituus mitat ovat vakioita (Kuva 4). Korkeusvakio on 200 mm ja pituus joko 600 mm tai 500 mm. (Petrov & Kaskiaro 2016)



SUORA	KULMA	PÄÄTY	OSA	HALKAISTU
600x350x200	<b>550</b> x350x200	600x350x200	600x350x200	
600x400x200	600x400x200	600x400x200	600x400x200	600x175x200
600x500x200	<b>500x500</b> x200	600x500x200	<b>400</b> x500x200	

**Kuva 4.** Lämpöeristetyt muottiharkot. (Lammin Betoni Oy 2013)

Muottiharkot soveltuvat ulkoseinien lisäksi erinomaisesti myös kellarin maanpaineisiin. Yhtenäisen teräsbetonirakenteen ansiosta erillisiä maanpaineeseiniä ei tarvitse tukea vaaka- tai pystysuunnasta.

## 2.4 Muottiharkkojen betonivalu

Muottiharkkorakenteessa valettu betoni toimii rakenteen kantavana rakenneosana, jonka mitoituksessa huomioidaan ainoastaan betoniosa. Harkkorakenteen sisä- ja ulkokuorta tai eristettä ei oteta huomioon mitoituksessa. Käytettävän betonin lujuuden sekä rasitusluokan määrittelee aina rakennesuunnittelija rakenneosan vaatimusten mukaisesti. Myös standardin rakenteelle asettamat rasitusluokat määrittävät betonin lujuuden. Esimerkiksi standardin SFS-EN 206 (2016) mukaan julkisivussa vaatimuksena on yleensä huokoinen betoni C30/37. Muottiharkkojen betonimassa tulee olla vetelää ja neste-mäistä, notkeusluokaltaan S3 tai S4. Yli 200 mm leveillä harkkoilla onteloiden valussa betonin suurin raekoko saa olla enintään 16 mm ja alle 200 mm leveillä harkkoilla 8 mm. (Petrow & Kaskiaro 2016; Palolahti 2011)

### **3. MUOTTIHARKKORAKENTEIDEN OMINAISUUDET**

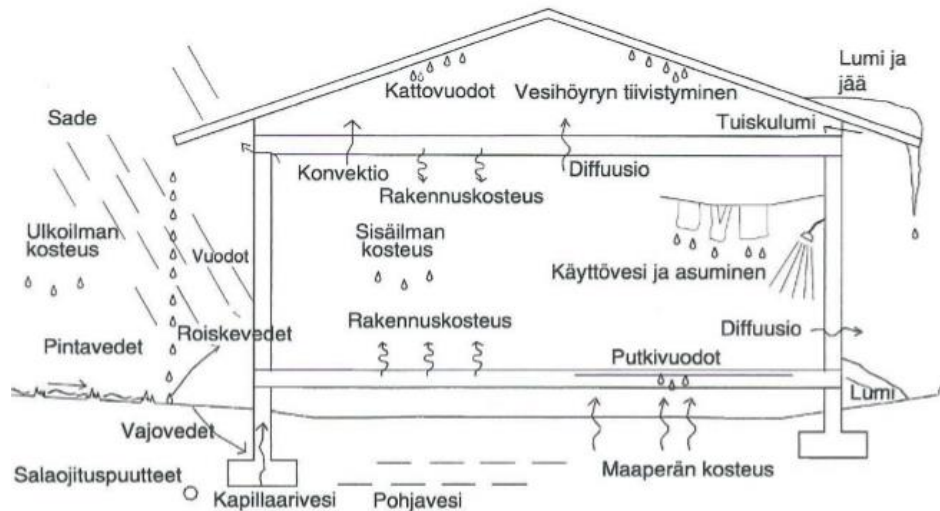
#### **3.1 Yleistä**

Tässä kappaleessa on esitetty muottiharkkorakenteen tärkeimpiä rakennusfysikaalisia ominaisuuksia. Esitetyt arvot perustuvat sekä yksinkertaisiin laskelmiin tai vertailuihin, että tuotevalmistajien kokeellisiin tietoihin. Luvussa käsitellään muottiharkkorakenteiden kosteuden siirtymismuotoja ja niihin vaikuttavia taustatekijöitä sekä kosteuden vaikutuksia muottiharkkorakenteisiin. Tarkasteluaiheena on myös muottiharkkorakenteen paloluokat ja palonkestoajat. Pieni katsaus tehdään betoniharkkoseinän akustisiin ominaisuuksiin ja niiden käyttäytymiseen eri taajuusalueilla.

#### **3.2 Rakennusfysikaaliset kosteusominaisuudet**

Muottiharkkorakenteet ovat kosteuden läpikulkeutumisen kannalta teoreettisesti hyvin vaikeita tarkastella. Vaikeaksi tarkasteluun tekevät epähomogeeniset rakenteet. Muottiharkkojen muuraustyön suorituksella ja valmistuksessa tapahtuvilla vaihteluilla on oleellinen merkitys seinän kosteustekniseen toimintaan. Kosteus on huomattava rakenteiden rasisustekijä. Arvioidun mukaan jopa 80 %:ssa rakenteiden vauriotapauksista kosteudella on osuutensa.

Rakennukseen ja varsinkin ulkoseinärakenteeseen vaikuttavia kosteuslähteitä ovat sade, sisäilman ja ulkoilman kosteuspitoisuus, maaperän kosteus, pohja- ja pintavesi, sisäpuoliset kosteuslähteet sekä mahdolliset vuodot putkistossa tai vedeneristyksessä (Kuva 5). Sade on kosteuslähteistä rasittavin tekijä. Suomen yleisin sadetyyppi on viistosade, joka rasittaa erityisesti rakennuksen pystysuoria pintoja. Rakennuksen suunnittelussa on oltava erityisen huolellinen suunniteltaessa erilaisia liitoksia, kuten ikkunat ja ovet, koska nämä liittymärakenteet ovat pahimpia kosteusvaurioiden lähteitä. (Torikka et al.1999, s. 20)



**Kuva 5. Rakennuksen kosteuslähteet. (Torikka et al. 1999 s. 20)**

Kuiva ilma sisältää useita eri kaasuja, jota koostuvat pääosin typestä (78,08 %), hapestä (20,95 %), argonista (0,934 %) ja hiilidioksidista (0,036 %). (Vinha 2011, 42, Seppänen ym. 1999, 142, Nevander & Elmarsson 2006, 235). Ilmassa on myös vesihöyryä, jonka määrä vaihtelee. Kosteus siirtyy rakenteeseen vetenä ja vesihöyrynä. Vesihöyryn määrä ilmassa ilmoitetaan vesihöyryn osapaineena yksikössä [Pa] tai kosteussisältönä yksikössä  $\text{kg/m}^3$ . Kaasujen yleisellä tilanyhtälöllä näiden välinen yhteys voidaan johtaa ilmaa ideaalikaasuna käsiteltäessä. (Vinha 2011, s. 42)

$$pV = \frac{m}{M}RT \quad (3.1)$$

$p$  on kaasun paine [Pa]

$V$  on kaasun tilavuus [ $\text{m}^3$ ]

$m$  on kaasun massa [kg]

$M$  on kaasun molekyylipaino [kg/kmol]

$R$  on yleinen kaasuvakio, 8314,3 [J/kmolK]

$T$  on lämpötila [K]

Ilma sisältää vain tietyn kosteusmäärän tietyssä lämpötilassa. Kaavan 3.2 avulla voidaan laskea ilman vesihöyrypitoisuus  $v$  [ $\text{kg/m}^3$ ] ja vastaavasti kaavan 3.3 avulla vesihöyryn osapaine  $p_v$  [Pa]. Vesihöyryn keskimääräinen moolipaino  $M_w$  on 18,02 kg/kmol. (Vinha 2011, s. 43; Nevander & Elmarsson 2006, s. 237)

$$pV = \frac{m}{M}RT \quad (3.2)$$

$$p_v = \frac{vRt}{M_w} \approx 461,4 vT \quad (3.3)$$



Kaavoista 3.1, 3.2 ja 3.3 huomataan, että ilman sisältämä absoluuttinen kosteus määrä on sitä pienempi mitä alhaisempi lämpötila kyseessä. Vesihöyry tiivistyy vedeksi tietyssä lämpötilassa, tätä lämpötilaa kutsutaan kastepisteeksi. Kun vesihöyry tiivistyy vedeksi rakenteen pinnalla, puhutaan kondensoitumisesta. Kondensoituminen tapahtuu usein rakennuksen kylmille pinnoille. Ilman suhteellisella kosteudella ilmoitetaan, montako prosenttia ilman kosteus määrä on kyseisen lämpötilan suurimmasta mahdollisesta kosteus määrästä eli kyllästyskosteudesta. (Suomen Betonitieto Oy 2005, s. 50-53) Kuvasta 5 huomataan, että sisäilman kosteuteen vaikuttavia tekijöitä ulkoilman suhteellisen lisäksi ovat ilmanvaihdon suuruus, rakennuksen tilavuus ja rakennuksen sisäiset kosteuslähteet. Sisäilman kosteus voidaan laskea kaavalla 3.4. (Vinha 2011a, s. 44)

$$v_s = v_u + \frac{G}{n * V} \quad (3.4)$$

$v_s, v_u$  on sisä- ja ulkoilman absoluuttinen kosteus [g/m<sup>3</sup>]

$G$  on sisätilan kosteustuotto [g/h]

$n$  on ilman vaihtoluku

$V$  on sisätilan tilavuus [m<sup>3</sup>]

Kosteustuotoista riippuen, rakennuksen sisätilan kosteusvaihtelut voivat olla hyvin voimakkaita. Taulukossa 1 on esitetty rakennuksen sisätilan kosteudentuottoarvoja.

**Taulukko 1.** Rakennuksen sisätilan kosteudentuottoarvoja. (RIL 107-2012, s. 34)

Kosteuslähde	Kosteustuotto
Ihminen	40...300 g/h riippuen aktiviteetistä (keskimäärin 90 g/h)
Kylpy	700 g/h
Suihku	2600 g/h
Keittiötoiminta	600..1500 g/h (päivittäinen keskiarvo 100 g/h)
Avoin vesipinta	40g/m <sup>2</sup> h
Kasvit	
- Pienet kasvit	7..15 g/h
- keskikokoiset	10..20 g/h
Vaatteiden pesu ja kuivaus	
- Lingottu pyykki	10...50 g/h /kg kuivaa pyykkiä
- Vettä tippuva	20...100 g/h /kg kuivaa pyykkiä

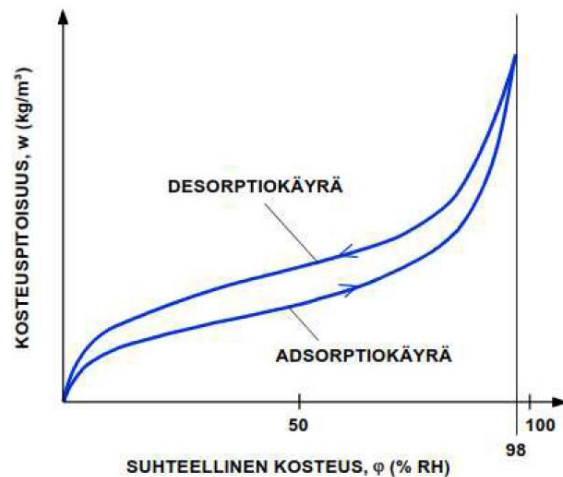
Aineen sisältämä kosteus ilmoitetaan kuivapaineyksikössä tilavuutta kg/m<sup>3</sup> tai kuiva-aineyksikköä kohti kg/kg. Aineen kosteus määrä ilmoitetaan prosentuaalisesti. Aineen val-

mistustekniikka, varastointi ja asennusaikainen suojaus vaikuttavat merkittävästi rakennekosteuden määrään. Betoni- ja kevytbetonirakenteissa, muuratuissa rakenteissa ja rappauksissa rakennuskosteusmäärät ovat suurimpia (Taulukko 2).

**Taulukko 2.** *Rakennusmateriaalin rakennekosteus, ilman suhteellinen kosteus ollessa 50%. (Björkholtz 1990, s. 33)*

<b>Materiaali</b>	<b>Rakennusvaiheen kosteus, kg/m<sup>3</sup></b>	<b>kemiallisesti sidottu kosteus, kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Tasapaino kosteus, kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Rakennuskosteus, kg/m<sup>3</sup></b>
Betoni K15	180	40	25	115
Betoni K25	180	60	30	90
Betoni K40	180	70	40	80-180
Kevytbetoni	100-200		20	
Kalkki-sementti-laasti	300	20	30	250
Tiili	10		10	0
Tiilimuuri	80		10	70
Puu	60		40	20

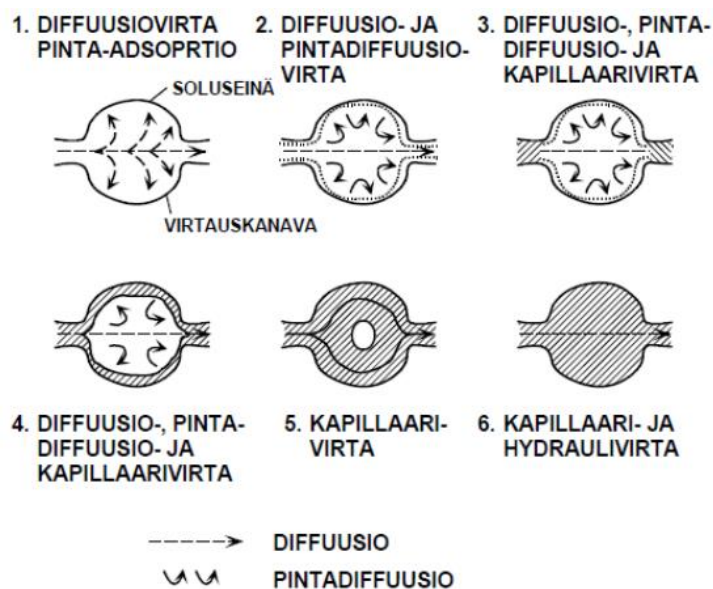
Tiettyssä ilman suhteellisessa kosteudessa huokoinen aine sitoo itseensä tietyn kosteusmäärän. Tätä ilmiötä kutsutaan hygroskooppiseksi kosteudeksi. Hygroskooppinen kosteus riippuu sekä tietysti lämpötilasta että siitä, onko aine kuivumaan vai kastumaan päin. Jos huokoisella aineella on yhteys vapaaseen vedenpintaan ja aine sitoo itseensä kosteutta, tätä kutsutaan kapillaariseksi kosteudeksi. Kapillaarinen ja hygroskooppinen ovat saman asian eri vaiheita. Sorptio on taas ympäristön kosteusvaihteluista johtuvaa aineen kosteuden vaihtelua. Absorptiolla tarkoitetaan kosteuden sitoutumista aineen pinnalle ympäristön kosteusrasitusten kasvaessa. Desorptio on taas kosteuden poistumista aineesta ympäristön kosteuden pienentyessä. Kuvassa 6 on esitetty huokoisen aineen tasapainokosteudesta ilman suhteellisen kosteuden funktiona. Tasapainokosteuskuvassa ylempi desorptio käyrä ilmaisee materiaalin tasapainokosteutta materiaalin kuivuessa ja alempi käyrä absorptio ilmaisee materiaalin tasapainokosteutta materiaalin kastuessa. (Vinha 2011, s. 15-27)



**Kuva 6.** Huokoisen aineen tasapainokosteuskäyrä hygroskooppisella alueella ilman suhteellisen kosteuden funktiona. (Vinha 2011b, s. 18)

### 3.2.1 Kosteuden siirtymismuodot huukoissa rakenteessa

Kosteus siirtyy rakenteessa diffuusiolla, konvektiolla ja kapillaarisesti. Diffuusio ja kapillaarisuus ovat kosteuden siirtymismuotoja itse aineessa. Kun aineen kosteus on alhainen, siirtyy kosteus diffuusiolla ja kun aineen kosteus on suuri, kosteuden siirtyminen tapahtuu kapillaarivoimien vaikutuksesta. (Vinha et al. 2005, s. 22) Kosteutta voi siirtyä rakenteeseen samanaikaisesti sekä vesihöyrynä että vetenä. Kuvassa 7 on esitetty merkittävimmät kosteuden siirtymismuodot huukoissa materiaalissa.

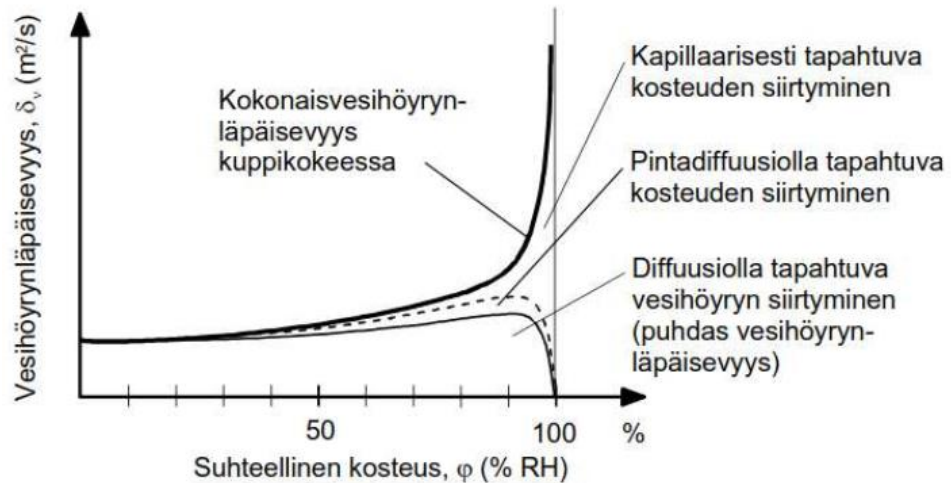


**Kuva 7.** Kosteuden siirtymismuodot huukoissa materiaalissa. (Vinha 2011b, s. 41)

Kuvasta 7 huomataan, että kosteuden siirtymismuodot vaihtuvat kosteuspitoisuuden muuttuessa materiaalin huukosissa. Kosteus siirtyy diffuusion avulla, kun materiaalin kosteuspitoisuus on alhainen ja korkeassa kosteudenpitoisuudessa kapillaarivirran

avulla. Kuvasta huomataan myös, että kosteus siirtyy diffuusion, pintadiffuusion ja kapillaarivirtauksen yhteisvaikutuksesta.

Kuvassa 8 on esitetty miten suhteellisen kosteuden kasvaminen kasvattaa huokoisen materiaalin vesihöyrynläpäisevyyttä.



**Kuva 8.** Vesihöyrynläpäisevyys suhteellisen kosteuden funktiona. (Vinha 2011b, s. 41)

Kuvasta huomataan, että materiaalin vesihöyrynläpäisevyys kasvaa voimakkaasti mitä korkeammaksi suhteellinen kosteus kasvaa. Kuvasta 8 nähdään myös eri kosteudensiirtomuotojen osuus graafisesti suhteellisen kosteuden funktiona. Hygrooskooppisella alueella kosteus siirtyy melko tasaisesti diffuusiolla. Suhteellisen kosteuden noustaessa suuremmaksi kuin 50 % RH, pintadiffuusio ja kapillaarivirtaus alkavat vaikuttamaan. Suhteellisen kosteuden noustaessa yli 50 % RH kapillaarivirtaus muuttuu merkittävämmäksi kosteuden siirtymismuodoksi.

### 3.2.2 Diffuusio

Diffuusio on kosteuden siirtymistä vesihöyrynä osapaineiden tasaantumispyrkimyksen vuoksi. Diffuusio on yhdenmukainen lämpötilan tasaantumispyrkimyksen kanssa. Seinärakenteissa merkityksellisin on diffuusio, joka aiheuttaa kosteuden siirtymisen läpi koko rakenteen. Kylmään vuodenaikaan ulkoseinärakenteen yli vaikuttaa vesihöyrynläpäisevyys-ero siten, että lämpimän sisäilman absoluuttinen kosteussisältö on suurempi kuin alhaisen kyllästyskosteuden omaavan kylmän ulkoilman. (Vinha 2011b)

Diffuusiioon liittyvät aineen kosteusominaisuudet ovat vesihöyrynläpäisevyys ja vastus eli diffuusiiovastus. Vaikka diffuusiiovastus on aineen kosteussisällöstä riippuvainen, sitä käytetään hyvin ainevakion omaisesti. Mitä kosteampi aine on, sitä harhaanjohtava se liittyy aineen kosteudenläpäisevyyttä diffuusiona. Yksinkertaisessa kosteusteknisissä

laskemissa, voidaan rakenteen läpi kulkevan kosteuden määrä arvioida yksinkertaistettulla diffuusion kaavalla 3.5. (Siikainen 1996, s. 32)

$$g = \delta_p \frac{\Delta P}{\Delta x} \quad (3.5)$$

$\delta_v$  on vesihöyryn läpäisevyys [kg/msPa]

$\Delta P$  on vesihöyryn osapaine-ero matkalla x [Pa]

$\Delta x$  on diffuusiomatka [m]

Jos seinärakenne koostuu useammasta eri ainekerroksesta, saadaan rakenteen vesihöyrynvastus laskemalla homogeenisten osien kokonaisvastukset yhteen. Seinän sisällä olevassa ainekerroksessa katsotaan absoluuttisen kosteuden muuttuvan suoraviivaisesti saman verran koko osapaine-erosta. Vesihöyryn osapainejakauma rakenteen sisällä laskettua saadaan, kun tunnetaan ulko- ja sisäpuolen osapaineet. Ennen sitä on kuitenkin tunnettava kerroksen vesihöyrynvastus, joka lasketaan kaavan 3.6 mukaan. (Siikainen 1996, s. 32)

$$Z = \frac{d}{\delta_p} \quad (3.6)$$

$Z$  on vesihöyrynvastus [m<sup>2</sup>sPa/kg]

$d$  on kerroksen paksuus [m]

$\delta_p$  on vesihöyryn läpäisevyys [kgm/m<sup>2</sup>sPa]

Nyt rakenteen läpi diffuusiolla kulkeva kosteus voidaan laskea yksinkertaistetulla kaavalla 3.7. (Siikainen 1996, s. 32)

$$g = \frac{P_s - P_u}{\Sigma Z} \quad (3.7)$$

$P_s$  on sisäilman vesihöyryn osapaine [Pa]

$P_u$  on ulkoilman vesihöyryn osapaine [Pa]

$Z$  on eri vesihöyrynvastus [m<sup>2</sup>sPa/kg]

### 3.2.3 Konvektio

Konvektio on ilmapvirtausten aikaansaamaa kosteuden siirtymistä. Tuulipaine ns. savupiippuvaikutus ja koneellinen ilmanvaihto voivat aiheuttaa konvektion ilman kokonais-

paine- eroa. Tuuli aiheuttaa toiselle puolen rakennusta ylipaineen ja vastakkaiselle puolelle alipaineen. Tästä johtuu, että sisäilman virtaussuunta on korkeapaineisen seinän puolelta kohti alipaineisen puolen seinää. (Siikanen 1996, s.33; Björkholtz 1987, s. 58)

Kylmään vuodenaikaan rakennuksen lämmin sisäilma on ulkoilmaa kevyempää. Tämän vaikutuksesta muodostuu rakennuksen yläosiin sisäpuolista ylipainetta ja viileämissä alaosissa vastaavasti sisäpuolista matalampaa painetta verrattuna yläosiin. Mikäli rakennusvaipan läpi tapahtuu ilmavirtausta,

voi rakennuksen alaosiin muodostua alipainetta. Neutraaliakselin paikka määräytyy rakennuksen mukaan. Konvektion kuljettama kosteus tiivistyy ja kerääntyy rakenteen kylmemmälle ulkopinnalle, kun ilma virtaa rakennuksesta sisältä ulospäin. Ulkoa sisäänpäin kulkeutuva ilma kuivattaa rakennetta. (Siikanen 1996, s. 34)

Konvektio tapahtuu suoraan materiaalikerroksen läpi yhdessä diffuusion ja kapillaarisen siirtymisen kanssa, kun rakennusmateriaali on huokoinen. Suuri merkitys sillä on, silloin kun rakenteessa on ilmavuotoja, kuten halkeamia, rakoja ja reikiä. Konvektiolla rakenteeseen kulkeutuva kosteusmäärä voidaan laskea kaavalla 3.8. (Vinha at al. 2005, s. 31)

$$g = Q * (v_s - v_u) \quad (3.8)$$

$v_s, v_u$  on sisä- ja ulkoilman vesihöyryn pitoisuus [kg/m<sup>3</sup>]

$Q$  on rakenteen läpi menevä ilmamäärä [m<sup>3</sup>/s]

Ilmavirtaus  $Q$  huokoisen materiaalin läpi voidaan laskea kaavalla 3.9.

$$Q = \frac{B_0 \Delta P}{\eta x} * A \quad (3.9)$$

$B_0$  on materiaalin ilmanläpäisevyys [m<sup>2</sup>]

$\Delta P$  on ilmanpaine-ero kerroksen yli [Pa]

$\eta$  on ilman dynaaminen viskositeetti [Ns/m<sup>2</sup>]

$x$  on kerroksen paksuus

$A$  on virtauspinta-ala

Rakenteiden läpi virtaavia ilmamääriä on käytännössä hyvin vaikea arvioida. Pelkän harkkorakenteen kosteuden läpäisyä ei ole mielekästä tutkia, koska rakenne ei täytä lämmöneristysvaatimuksia seinärakenteille, joissa kosteustekniset ongelmat tulisivat esiin.

### 3.2.4 Kapillaarisuus

Kapillaarinen liike on sellaista kosteuden siirtymistä, joka aiheutuu veden pintajännityksen aiheuttamista kapillaarivoimista. Niitä kuvaava suure on imu eli huokosalipaine. Kosteuden kapillaarinen liike aineessa on eri osien kosteussisällön tasaantumispyrkimyksen aiheuttamaa. Siirtyvä määrä on aineesta ja sen kosteudenjohtavuudesta riippuvainen. Imuvoima ja kosteudenjohtavuus lisääntyvät huokoskoon kasvaessa. (Siikanen 1996 s. 34) Siirtyvää kosteusmäärää voidaan arvioida vesihöyrynläpäisevyyden kaavalla 3.10. (Vinha 2011b, s. 98)

$$g = \frac{k_w * (w_1 - w_2)}{x} \quad (3.10)$$

$g$  on materiaalin ilmanläpäisevyys [ $\text{kg/m}^2\text{s}$ ]

$k_w$  on kosteudenjohtavuus [ $\text{kg/m}^2\text{h}$ ]

$w_1 - w_2$  on aineen kosteussisältö [ $\text{kg/m}^3$ ]

$x$  on kerroksen paksuus

Kosteuden siirtyminen seinärakenteessa tapahtuu pääasiallisesti kaikkien edellä esitettyjen siirtymismuotojen yhteisvaikutuksena. Kosteustekniset laskelmat suoritetaan yleensä vain diffuusion osalta. On kuitenkin arveltu, ettei puhdasta diffuusiota (ulkoseinä-) rakenteessa ole olemassakaan. Pelkän diffuusion tarkastelu antaa tietoa rakenteen kosteusteknisestä käyttäytymisestä alhaisen sisäilman kosteuden. Suuren sisäilman kosteuden ja rakenteen materiaalien kosteussisällön kasvaessa, yhä suurempi määrä kosteuden siirtymisestä rakenteessa on kapillaaristen voimien aikaansaamaa. Kun kyseessä on huokoinen materiaali, kuten pintakäsitlemätön muottiharkkorakenne, kosteuden siirtyminen tapahtuu rakenteen läpi myös konvektiolla. Tällaisissa olosuhteissa diffuusion merkitys muottiharkkorakenteen läpäisevästä kosteusmäärästä voi olla hyvin pieni tai merkityksetön. Näin ollen pelkän diffuusiolaskennan tekeminen betoniharkkorakenteelle on hyvinkin harhaanjohtavaa. (Vinha 2011a)

### 3.2.5 Kosteuden tiivistyminen rakenteen pintaan

Huokoisten ja epähomogeenisten harkkorakenteiden kosteusteknisen toiminnan varsinainen ongelma on niiden kastuminen, jonka seurauksena kosteus siirtyy rakenteeseen. Ulkoseinärakenteet ja muut vedelle alttiit seinärakenteet kastuvat, kun materiaali imee kosteutta ympäristöstään kapillaarivoimien vaikutuksesta tai rakenteen läpi kulkeutuva vesihöyry tiivistyy rakenteen pinnalle tai sen sisään. Vesihöyryn osapaineen ylittäessä kyllästyspaineen tapahtuu tiivistyminen. (Björkholtz 1987, s. 66)

Vesihöyryn tiivistyminen tapahtuu rakenteen pintaan, kun ulkoseinän sisäpinnan lämpötila on riittävän alhainen. Pintaan tiivistynyt vesi voi imeytyä kapillaarisesti rakenteen sisään ja aiheuttaa nopeasti näkyviä vaurioita rakenteeseen. Huonoilla betoniseinärakenteen lämmöneristyksellä ja suurella ilman suhteellisella kosteudella pintaan tiivistyminen voi tulla ongelmaksi. Esimerkiksi kun rakennuksen sisälämpötila on +28 °C ja ilman suhteellinen kosteus on 40%, ulkoseinän sisäpinnan lämpötila on oltava +13 °C ennen kuin tiivistymistä alkaa tapahtua. Jos taas samalla sisäilmanlämpötilalla kosteus on 80%, tulee seinän pintalämpötilan olla vähintään +25 °C, jotta pintaan tiivistymistä ei tapahtuisi. Käytännössä tiivistyminen ulkoseinään sisäpintaan alkaa kylmäsiltojen kohdalla jo huomattavasti helpommissa olosuhteissa. (Björkholtz 1987)

Mikäli rakenteissa tiivistyvistä kosteudesta ei ole muuta haittaa, rakenteet voidaan pinnoittaa tiiviillä pintamateriaaleilla. Muussa tapauksessa rakenteen pintalämpötilaa on nostettava lämmöneristystä parantamalla. Kun tiivistyvä höyry luovuttaa lämpöä rakenteen pintaan ja materiaalin kosteustekniset ominaisuudet muuttuvat sen kastuessa, vaikeutuu rakenteen kosteusteknisen käyttäytymisen arviointi. (Siikanen 1996, s. 73-74)

### 3.2.6 Kosteuden tiivistyminen rakenteen sisään

Kosteus tiivistyy rakenteen sisällä yleensä eri materiaalin rajapintoihin. Tiivistyvä kosteus imeytyy huokosrakenteen ulkokuoren huokosverkostoon sekä kulkeutuu diffuusiolla ulkokuoren läpi. Mikäli tiivistyvä kosteus määrä on suuri, osa kosteudesta valuu ulkokuoren sisäpintaa pitkin alaspäin (Lehtonen ym. 2004 s.33). Vesihöyryn diffuusion kondenssia eli tiivistyvän kosteuden määrää voidaan määrittää yksinkertaisella käsilaskentamenetelmällä. Menetelmässä kosteusmääränä ja lämpötilana käytetään kuukausikeskiarvoja. Lämmönjohtavuusarvoina käytetään kuivan eristeen lämmönjohtavuusarvoja. Menetelmä ei ota huomioon rakennusmateriaalien kosteuskapasiteettia eikä muita kosteuden siirtymismuotoja. Vaikka menetelmä on yksinkertaistettu, sillä saavutetaan kuitenkin käytännön suunnittelutyössä vaadittava tarkkuus. (Siikainen 1996, s. 38)

Vesihöyryn osapaine voidaan laskea kaavan 3.11 mukaan. (Siikainen 1996, s. 39)

$$p_x = p_s - \frac{\sum Z_x}{\sum Z} * (p_s - p_u) \quad (3.11)$$

$p_x$  on vesihöyryn osapaine kohdassa x [Pa]

$p_s$  on vesihöyryn osapaine sisäilmassa [Pa]

$p_u$  on vesihöyryn osapaine ulkoilmassa [Pa]

$\sum Z_x$  on kohdassa x olevien kerrosten kokonaisvesihöyryn vastus, (m<sup>2</sup>sPa/kg)



$\Sigma Z$  on koko rakenteen vesihöyryn vastus, [m<sup>2</sup>sPa/kg]

Ja lämpötila kohdassa x voidaan laskea kaavan 3.12 mukaan. (Siikainen 1996, s. 39)

$$t_x = t_s - \frac{\Sigma R_x}{\Sigma R} * (t_s - t_u) \quad (3.12)$$

$t_x$  on lämpötila kohdassa x [°C]

$t_s$  on sisäilman lämpötila

$t_u$  on ulkoilman lämpötila

$\Sigma R_x$  on lämmönvastus kohdassa x [m<sup>2</sup>°C /W]

$\Sigma R$  on koko rakenteen lämmönvastus [m<sup>2</sup>°C /W]

Mikäli kostea ilma kohtaa sopivan tiivistymispinnan, tiivistyy pahimmassa tapauksessa konvektion mukanaan kuljettama kaikki ylimääräinen kosteus rakenteeseen. Kapillaariset voimat ja painovoimat aiheuttavat myös ympäröivien rakenneosien kastumista. Rakenteen pinnassa näkyvät kosteusvauriot johtuvat monesti rakenteen sisään tiivistyneestä kosteudesta. Tiivistyvän kosteuden määrä ainekerrosten välisessä rajapinnassa x lasketaan kaavan 3.16 mukaan. (Siikainen 1996, s. 40) Ennen sitä on kuitenkin laskettava sisältä rakenteeseen tulevaa ja kondensoituvaa kosteuden määrä kaavalla 3.14 sekä kosteus määrä, joka poistuu tiivistymiskohdasta ulkoilmaan kaavalla 3.15. (Siikainen 1996, s. 39)

$$\frac{p_s - p_x}{\Sigma Z_x} \quad (3.13)$$

$$\frac{p_x - p_u}{Z - \Sigma Z_x} \quad (3.14)$$

$$g_{tiiv} = \frac{p_s - p_x}{\Sigma Z_x} - \frac{p_x - p_u}{\Sigma Z - \Sigma Z_x} \quad (3.15)$$

Nyt voidaan laskea rakenteeseen kertyvän kosteuden määrää käyttämällä kaavaa 16.

$$G_{tiiv} = g_{tiiv} * t_{tiiv} \quad (3.16)$$

$t_{tiiv}$  on tiivistymisjakso [s]

$g_{tiiv}$  on rakenteeseen kertyvää kosteusta [kg/m<sup>2</sup>s]

### 3.2.7 Rakenteen kuivuminen

Kosteusteknisesti rasittavinta aikaa ulkoseinärakenteille on talvi. Kevät- ja kesäaikaan rakenteet pääsevät osittain kuivumaan. Kuivumiseen vaikuttavat ilman virtausnopeus, ilman ja rakenteen pinnan lämpötilaerot, ilman kosteudensitomiskapasiteetti sekä ilman

lämpötila. Myös rakenteen sisäiset tekijät kuten ilman vaikutus kosteuden siirtymiseen, ainekerroksen kosteusolosuhteet, rakenteen geometria ja rakenteen alkuperäinen kosteus vaikuttavat rakenteen kuivumiseen.

Rakenteen kosteuden mahdolliset haittavaikutukset riippuvat paljolti siitä, miten nopeasti rakenne pääsee kuivumaan sen sisälle joutuneesta kosteudesta. Kuivuminen tarvitsee hyvät olosuhteet ja vaatii enemmän aikaa kuin kastuminen. Materiaalin tasapainokosteuskäyrä ei ole yhtenevä materiaalin tasaantuessa kostempaan päin verrattuna materiaalin tasaantuessa kuivempaan suuntaan. Tätä ilmiötä kutsutaan hystereesi-ilmiöksi. Kuvasta 6 voidaan päätellä, että materiaalien tasapainokosteudet tietyssä ilman suhteellisessa kosteudessa ovat kuivumissuuntaan korkeampia kuin kastumissuuntaa. Materiaalin kostuessa tasapainokosteuskäyrää kutsutaan adsorptiokäyräksi ja materiaalin kuivussa käyrä on nimeltään desorptiokäyrä (Kuva 6). (Vinha et al. 2005, s.42) Tuulettumattomien ulkoseinärakenteiden kuten harkkorakenteiden kosteus poistuu rakenteesta diffuusiolla ulkokuoren sekä pinnoitteen läpi. Rakenteesta poistuvan kosteuden määrä voidaan laskea kaavalla 3.17. (Siikainen 1996, s. 40)

$$g_{kuiv} = \frac{p_x - p_u}{\Sigma Z - \Sigma z_x} - \frac{p_s - p_x}{z_x} \quad (3.17)$$

$p_x$  on vesihöyryn osapaine kohdassa x [Pa]

$p_s$  on vesihöyryn osapaine sisäilmassa [Pa]

$p_u$  on vesihöyryn osapaine ulkoilmassa

$\Sigma z_x$  on kohtaan x olevien kerrosten kokonaisvesihöyryn vastus [m<sup>2</sup>sPa/kg]

$\Sigma Z$  on koko rakenteen vesihöyryn vastus [m<sup>2</sup>sPa/kg]

Rakenteesta poistuvan kosteuden määrä  $G_{kuiv}$  kuivumisjakson  $t_{kuiv}$  voidaan laskea kaavalla 3.18. (Siikainen 1996, s. 40)

$$G_{kuiv} = g_{kuiv} * t_{kuiv} \quad (3.18)$$

Mikäli ulkoseinärakenne on tuulettuva, kosteus haihtuu tuuletusraon ja tuuletusaukkojen kautta nopeuttaen rakenteen kuivumista.

### 3.2.8 Muottiharkkorakenteen ulkopuolinen suojapinnoite

Muottiharkkorakenteen ulkopuolisen pintarakenteen tehtävä on luoda seinärakenteelle esteettinen pinta ja suojata rakennetta ilmastollisilta ja mekaanisilta rasituksilta. Pintarakenteella voidaan saada aikaan äänen- tai kosteudeneristys, palonsuojaus tai säteilyn

vaimennus. Ennen kuin valitaan ulkopuolista suojapinnoitetta, on ennalta pyrittävä arvioimaan eri rasisitustekijöiden määrä ja laatu. Tärkein tekijä on rakennekosteus ja sen mukanaan tuomien alkalisten suolojen vaikutus sekä sisätilan käytöstä johtuva tilapäinen tai jatkuva kosteusrasitus. Kuitenkin suunnittelijan on huomioitava se, että pinnoite ei saa estää rakennuksen sisäpuolisen kosteuden poistumista eikä rakennekosteuden haihtumista. (By 46 2005)

Kosteusteknisesti oikeaoppinen ulkoseinärakenne on sellainen, että ulospäin mentäessä seuraava ainekerros on aina edellistä kerrosta paremmin vesihöyryä läpäisevä. Muottiharkkorakenteissa kastepiste muodostuu yleensä lämmöneristyskerroksen jälkeisen ulkokuoren sisäpintaan. Kun Muottiharkon välissä ei ole tuuletusrakoa ja ulkokuorena on huokoinen materiaali, imeytyy tiivistyvä kosteus ulkokuoreen pyrkien sen läpi ulos. Betoni- ja muottiharkoissa ulkokuoren pinnoitteen on tällöin päästettävä sisäpuolelta tuleva kosteus vapaasti lävitseen. Mikäli näin ei tapahdu, sisäpuolelta tuleva vesihöyry ja kapillaarisesti kulkeutuva vesi aiheuttaa paineen, liukenemisen tai jäätyminen. Tästä voi seurata pintarakenteen turmeltuminen. (Lahdensivu 2010)

Suunnittelijan tulee valita sellainen ulkopinnoite, jolla on kyky suojata rakenne ulkopuoliselta kosteusrasitukselta. Tämä asettaa pinnoitteelle tietyt tiiviysvaatimukset, jolloin se väistämättä hidastaa myös sisäpuolelta tulevan kosteuden läpikulkeutumista. Pinnoite on sitä parempi, mitä helpommin se päästää sisäpuolelta tulevan kosteuden lävitseen. Pinnoitteen alla on aina odotettavissa kosteuskertymiä sisäpuolelta tulevasta kosteudesta. Jos nämä kertymät ovat riittävän suuria, saattaa niiden jäätyminen talviaikaan muodostaa pinnoitteen alle hyvin tiiviin kerroksen, joka edelleen lisää kertymää. Muottiharkkorakenteen ulkokuori kestää sille aiheutuvat kosteusrasitukset ympäri vuoden, kun ulkopinnoite on riittävän läpäisevä ja sen alle ei muodostu tiivistä kerrosta. On vaikea määrittää mitään ehdotonta rajaa sille kuinka paljon ulkokuorta tiiviimpi pinnoite voi olla ilman, että se johtaa vaurioihin. (Lahdensivu 2010)

### **3.3 Muottiharkkorakenteiden ääneneristävyys**

Muottiharkkorakenteiden ääneneristävyys noudattaa yksinkertaisen seinän eristävyysperuslakeja. Muiden akustiikan suureiden tavoin harkkorakenteen käyttäytyminen riippuu taajuudesta. Rakenteen ilmaääneneristävyyteen vaikuttaa rakenteiden massa, paksuus, kimmokerroin, tiiveys ja jäykkyys. Samat ääneneristävyyteen liittyvät ilmiöt esiintyvät kaikilla rakenteilla, mutta rajataajuuksien paikat ovat erilaisia. Huonojen seinän ja lattian, seinän ja katon tai seinän ja toisen seinän liitokset saattavat pilata väliseinän hyvän ääneneristävyyden.

Ääneneristävyyden tarkasteluun on olemassa massalaki ja kaksinkertaisen rakenteen teoria. Massalain mukaan, kun äänen taajuus kasvaa oktaavin, seinän ääneneristävyys kasvaa 6 dB ja seinärakenteen massan kaksinkertaistuminen lisää seinän ääneneristävyyttä 4-6 dB. (Kylliäinen 2006, s. 55) Kaksinkertaisen seinän teorian mukaan seinän puoliskot muodostavat massan ja väliin jäävä kerros jousen. Kaksinkertaisen rakenteen kerroksen jäykkyydestä riippuvat seinän ääneneristävyys ja resonanssitaajuus. Kaksinkertaisen rakenteen ilmaääneneristävyyden laskemiseksi on ensin selvitettävä puolisko- jen ilmaääneneristävyys yksinkertaisina rakenteina. (Kylliäinen 2006, s. 59)

Muottiharkko- ja kevytsoraharkkorakenteet, joiden paksuus on yli 250 mm toimivat kivi- rakenteiden tavoin. (Kylliäinen 2006, s. 55) Tästä seuraa, että niiden ilmanääneneristävyys on matalilla taajuuksilla hyvä. Korkeat koinssidenssitaajuus ja resonanssitaajuus heikentävät seinän ääneneristävyyttä. Koinssidenssitaajuus tarkoittaa sitä, että äänen etenemisnopeus ilmassa on yhtä suuri kuin taivutusaallon etenemisnopeus seinässä. Kun rakenteen ominaistaajuus on sama kuin äänentaajuus, puhutaan resonanssitaajuudesta. Tästä johtuu, että seinä alkaa värähdellä resonanssitaajuudella voimakkaasti. Jos koinssidenssitaajuus ja resonanssitaajuus osuvat mitoittavalle taajuusalueelle, rakenteen ääneneristävyyssindeksi pienenee. (Kylliäinen 2006, s. 51)

Ilmanääneneristysluku perustuu osittain puheen äänispektriin. Jos äänilähteenä on jokin muu kuin pelkkä puhe, ilmaääneneristysluku ei sovellu rakenteen ilmanääneneristyskyvyn arvioimiseen. Koska liikenne- ja lentomelun äänispektri ei ole tasainen, otetaan se huomioon painottamalla mitattuja arvoja korjaustermeillä. Standardin (ISO 717-1 1996) mukaan spektripainotustermi C on tarkoitettu muun muassa raideliikennemelua ja lento- liikennemelua varten. Arvioitaessa rakenteen ilmaääneneristyskykyä tieliikennemelua vastaan käytetään spektripainotustermiä  $C_{tr}$ . Pelkkää spektripainotustermiä C ei voida käyttää sillä sen käyttö perustuu siihen, että lähtökohtana on ilmaääneneristysluku  $R_w$  tai  $R'_w$ . Esimerkiksi liikennemelua vastaan rakenteen ilmaääneneristyskyky ilmoitetaan ilmaääneneristysluvun ja spektripainotusterman summana  $R_w + C_{tr}$ . Ja taas lento- tai raidemelua vastaan rakenteen ilmaääneneristyskyky ilmoitetaan  $R_w + C$ . Nykymääräysten mukaan seinien ilmaääneneristävyyksivaatimus  $R'_w$  on 39...55 dB riippuen tilojen käyttötarkoituksesta. (Kylliäinen 2006)

Yksi- tai useampikerroksisilla harkkorakenteilla voidaan saavuttaa ääneneristysvaatimukset rakennuksen eri osien tai huoneistojen välillä. Hyvään ilmaääneneristävyyteen ja muihin akustisiin ominaisuuksiin päästään, kun seinärakenteen liittymät ulkoseiniin, väli- ja yläpohjiin sekä perustuksiin on suunniteltu ja toteutettu ammattitaitoisesti ja huolella. Esimerkiksi erilaiset seinään asennetut kotelot ja sähkörsiat, rakenteessa olevat

halkeamat sekä äänisillat voivat heikentää rakenteen ilmaääneneristyskykyä huomattavasti.

### 3.4 Muottiharkkorakenteen palotekniset ominaisuudet

Muottiharkkorakenteet luokitellaan sekä paloluokkaan A1 että B. Mikäli Muottiharkkorakenteessa on käytetty ainoastaan betonia, joka on palamaton rakennustarvike, rakenne kuuluu A-luokkaan. Palossa betoni ei muodosta myrkyllisiä kaasuja eikä levitä palamista. Näiden palonkesto-ominaisuuksiensa ansiosta muottiharkkorakenteita voidaan käyttää osastoivina rakennusosina ja palomureina. Paloluokkaan B kuuluvat muottiharkkorakenteet, joissa on eriste. Harkkojen lämmöneristeenä käytetään nykyään pääosin polystyreeniä (EPS) tai polyuretaania (PU). Eristeharkot ovat polystyreenin ja polyuretaanin osalta palava tuote, jolloin ne kuuluvat paloluokkaan B. (Harkkotalon paloturvallisuus 2019)

Muottiharkkorakenteiden palonkesto aika määräytyy seinän ja teräksiä suojaavan betonipeitteen paksuuden mukaan. Terästen betonipeitteen vähimmäispaksuudet perustuvat siihen, että raudoitteen lämpötila tulipalossa ei saisi nousta 500 °C:een. Terästen lujuus alkaa heikentyä 200 °C:ssa ja 500 °C:ssa 70% teräksen alkuperäisestä lujuudesta katoaa. Yli 600 °C:ssa teräksen kiderakenne muuttuu niin paljon, ettei alkuperäinen lujuus enää palaudu. (SFS-EN 1992-1-2 2005)

Taulukossa 3 on esitetty seinän vähimmäispaksuus ja kantavan seinän betonipeitteen vähimmäispaksuus standardin (SFS-EN 1996-1-2 2005) mukaan.

**Taulukko 3.** Seinän vähimmäispaksuus eri palonkestoajalla. (SFS- EN 1996-1-2 2009)

Palonkesto aika (min)	EI30	EI60	EI90	EI120	EI180	EI240
Osastoiva, kantamaton seinä (mm)	60	80	100	120	150	175
Kantava seinä (mm)	100	120	140	160	180	240
Raudoitteen peitepaksuus kantavassa seinässä (mm)	10	15	25	35	50	60

Taulukossa 3 on esitetty nykymääräysten mukaiset seinän ja betoniharkkonseinän peitepaksuuden vähimmäismitat. Taulukosta huomataan, että teräksiä suojaavaan betonikerroksen tulee palonkestoajoilla EI30, EI60 ja EI90 olla vähintään 10 mm ja palonkestoajalla EI120, EI180 ja EI240 vähintään 35 mm. Kaksikerroksisessa betoniharkkoraken-

teessa, kuten eristeharkossa, seinän paksuus määräytyy paloa vasten olevan rakenneosan vahvuuden mukaan. Mitoituksessa eristeharkon molempia puolia ei voida ottaa huomioon, koska palotilanteessa lämpöeriste estää lämmön siirtymisen toiselle puolelle. (SFS-EN 1996-1-2 2009)

Muottiharkkorakenteiset seinät täyttävät palotekniset vaatimukset asuinrakennuksissa varsin ohuilla rakennepaksuuksilla. Harkkorakenne, jonka paksuus on 100 mm, soveltuu osastoivaksi kantamattomaksi seinäksi riippumatta tilan koosta, palokuormasta ( $\text{MJ/m}^2$ ) tai käyttötarkoituksesta. Kun palokuorma on alle  $600 \text{ MJ/m}^2$  harkkorakenne soveltuu palomuuriksi P3-luokan rakennuksissa. (Harkkotalon paloturvallisuus 2019; SFS-EN 1996-1-2 2009)

## 4. KUORMAT

### 4.1 Yleistä

Rakenneosien mitoituksessa tulee huomioida useita erilaisia kuormitustekijöitä, jotka vaikuttavat rakennuksiin. Standardin (SFS-EN 1990 2006) mukaan kuormat luokitellaan niiden aikariippuvuuden perusteella eri tyyppeihin, pysyviin ja muuttuviin kuormiin sekä onnettomuuskuormiin. Tässä työssä laskelmissa käytettävien kuormien ominaisarvot määritetään siten, että ne täyttävät standardissa SFS-EN 1991 esitetyt vähimmäisarvot. Kuormien mitoitusarvojen määrittäminen ja kuormien yhdistely tehdään standardin SFS-EN 1990 2006 ja RIL 201-1-2017 ohjeiden mukaan.

### 4.2 Pysyvät kuormat

Pysyviksi kuormiksi luetaan kuormat, joiden vaikutus kestää koko käyttöjakson ajan. Muutos tapahtuu aina samaan suuntaan niille annettuihin raja-arvoihin asti. Pysyvät kuormat ovat rakenteiden ja kiinteiden laitteiden (esimerkiksi ilmanvaihtokoneet) oma paino. Rakenteiden päällä oleva maan paino ja tiepäällysteiden paino sekä epätasaisista painumista ja kutistumisesta johtuvat välilliset kuormat ovat myös pysyviä kuormia. Jos rakenneosaan siirtyy kuormia muilta rakenneosilta, on ne otettava huomioon mitoituksessa. (RIL 201-1-2017, s. 59-67)

Rakenteen oman painon tarkkaa arviointia varten on ensin selvitettävä rakenneosien mitat sekä tilavuuspainot. Tilavuuspainoja voi saada esimerkiksi tuotevalmistajalta tai RT-kortista RT 07-11195. Rakenteen painon arvioinnin epätarkkuudet, jotka aiheutuvat mitaepätarkkuudesta ja rakennustoleransseista voidaan ottaa huomioon varmuuskertoimilla. (RIL 201-1-2017, s. 59-67; RT 07-11195 2016)

### 4.3 Muuttuvat kuormat

Kuormat, joiden suuruus vaihtelee tarkasteltavana ajanjaksona, luetaan muuttuviksi kuormiksi. Hyötykuormat oletetaan muuttuviksi, liikkuviksi kuormiksi. Muuttuvat kuormat riippuvat rakennuksen käyttötarkoituksesta. Suunnittelijan on huomioitava suunnitteluvaiheessa, että jokaisen tilan hyötykuorma määritellään erikseen tilan käyttötarkoituksen mukaan. Esimerkiksi asuinrakennuksessa hyötykuormat ovat erisuuruisia kuin varastotiloissa tai teollisuuden kohteissa. Arvioitaessa muuttuvia kuormia, on huomioitava, että

arviointiin liittyy enemmän epävarmuutta kuin pysyvien kuormien arviointiin. Epävarmuuden takia muuttuvien kuormien varmuuskertoimet ovat suurempia kuin pysyvien kuormien varmuuskertoimet. (RIL 201-1-2017)

### 4.3.1 Lumikuorma

Tarkan lumikuorman määrittäminen on erittäin tärkeää rakenteiden mitoituksessa, sillä kuormat välittyvät vesikaton kautta aina anturaan saakka. Lumikuorman suuruus Suomessa riippuu rakennuspaikan sijainnista ja se lasketaan maassa olevan lumikuorman ominaisarvon perusteella. Lumikuorman maksimiarvona käytetään kerran 50 vuodessa tilastoitua enimmäislumikuormaa. Suomen lumikuormien ominaisarvoja on esitetty kuvassa 9. (SFS-EN 1991-1-3 2016, s.15)



**Kuva 9.** Lumikuorman ominaisarvot maassa. (SFS-EN 1991-1-3 + NA 2007 s. 3)

Standardin SFS 1990-1-1 Suomen kansallisen liitteen ohjeiden mukaan lumikuormaa voidaan pienentää tuulensuojaisuuskertoimella, jos rakennuspaikka on tuulinen (Taulukko 4). Jos taas yläpohjan lämmöneriste on ohut, lumikuormaa on mahdollista pienentää lämpökertoimella. Rakennuksen käyttöiällä on myös vaikutusta lumikuormaan. Mikäli rakennuksen käyttöikä on yli 50 vuotta, luonnonkuormituksia kasvatetaan 10 prosenttia, ja yli 100 vuoden käyttöiälle 20 prosenttia. (SFS-EN 1990-1-1 2016, s.12; SFS-EN 1991-1-3 2015, s. 29)



**Taulukko 4.** *Tuulensuojaisuuskerroin. (SFS-EN 1991-1-3 + NA 2007, s. 5)*

Maastotyyppi	$C_e$
Tuulinen	0,8 (1,0, mikäli lyhyempi sivumitta > 50 m)
Normaali	1,0
Suojainen	1,2

Tuulinen maasto: laakea, esteetön, joka puolelle avoin alue, jolloin maasto, korkeat rakennuskohteet tai puut eivät suojaa tai suojaavat vain vähän.  
 Normaali maasto: alue, jolla rakennuskohteeseen vaikuttava tuuli ei maaston, muiden rakennuskohteiden tai puiden takia huomattavasti poista lunta.  
 Suojainen maasto: alue, jolla tarkasteltava rakennuskohde on huomattavasti alempana kuin ympäröivä maasto tai se on korkeiden puiden tai itseään korkeampien rakennuskohteiden ympäröimä.

Katon lumikuorma  $s$  saadaan kertomalla lumikuorman ominaisarvo maassa olevan lumikuorman muotokertoimella, lämpökertoimella ja tuulensuojaisuuskertoimella kaavalla 4.1. (SFS-EN 1991-1-3 2015, s. 29)

$$s = \mu_i C_t C_e s_k \quad (4.1)$$

$\mu_i$  lumikuorman muotokerroin

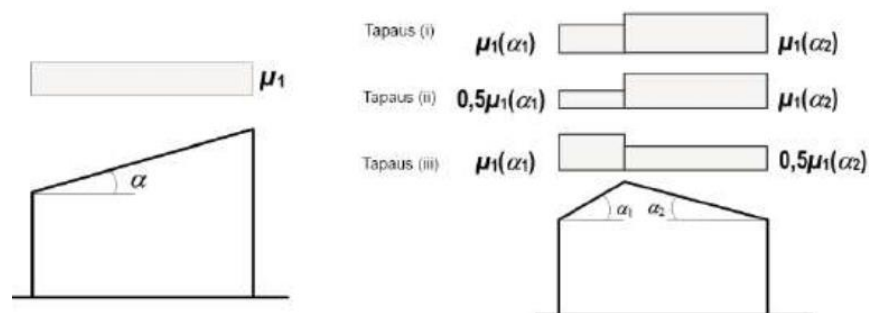
$C_t$  lämpötilakerroin, tavallisesti 1,0 (Taulukko 4)

$C_e$  tuulensuojaisuuskerroin (1,0 tai 0,8)

$s_k$  maassa olevan lumikuorman ominaisarvo [kN/m<sup>2</sup>]

Lumikuorman  $s$  arvona on aina käytettävä vähintään 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

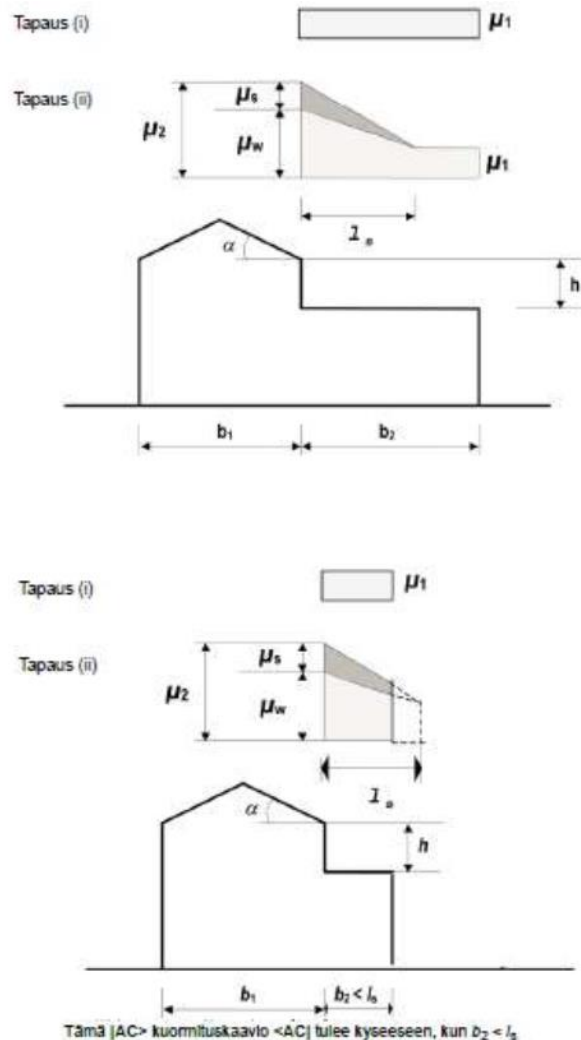
Lumikuormaan vaikuttaa myös katon muoto, jolle valitaan kuormituskaavio. Lumikuorman laskennassa valitaan katon eri osille muotokertoimet kuormituskaavion mukaan (Kuva 10). Muotokertoimet riippuvat katon lappeiden kaltevuuksista. (RIL 201-1-2017, s. 101-103)

**Kuva 10.** *Kuormituskaaviot pulpetti- ja harjakatolle. (RIL 201-1-2017, s.102)*

**Taulukko 5.** Lumikuorman muotokertoimet. (RIL 201-1-2017, s.102)

Katon kaltevuuskuilma $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1, \mu_2$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_3$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	1,6

Jos rakennus sijaitsee korkeamman rakennuksen vieressä tai rakennuksen katolla on ulkonemia tai esteitä, katolle saattaa muodostua kinostumista, jonka vaikutukset on myös otettava huomioon lumikuormaa määritettäessä. Myös tuulen ja ylemmältä katolta liukuvan lumen aiheuttama lisäkuormitus täytyy huomioida (Kuva 11). Kinostuneen lumi-kuorman maksimiarvo voidaan laskea kaavalla 4.2. Kaavassa on huomioitu tuulen ja ylemmältä katolta liukuvan lumen vaikutukset muotokertoimilla. (SFS-EN 1991-1-3 2015, s. 30-45)



**Kuva 11.** Kattojen lumikuorman muotokertoimet korkeampaa rakennuskohdetta vasten. (SFS-EN 1991-1-3 2015, s.42)

$$s = (\mu_w + \mu_s) C_t C_e s_k \quad (4.2)$$

$\mu_w$  tuulesta johtuvan lumikuorman muotokerroin

$\mu_s$  liukumisesta johtuvan lumikuorman muotokerroin

$\mu_w$  lumikuorman muotokerroin, joka aiheutuu tuulesta, lasketaan kaavalla 4.3. (SFS-EN 1991-1-3 2015, s. 40)

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2h} \leq \gamma \frac{h}{s_k} \quad (4.3)$$

$b_1 + b_2$  vierekkäisten kattojen pituudet [m]

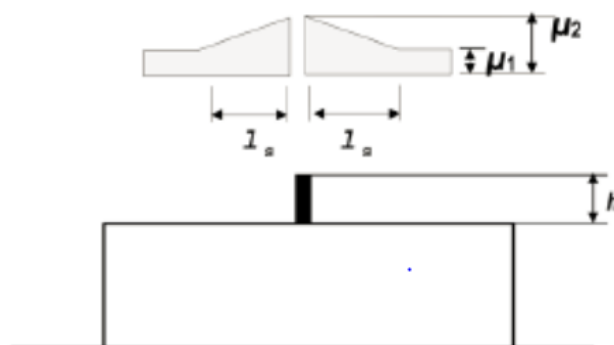
$s_k$  lumikuorman ominaisarvo maassa [kN/m<sup>2</sup>]

$\gamma$  lumen tilavuuspaino [kN/m<sup>3</sup>]

$h$  kattojen tasoero [m]

Alemman katon pinta-alan ollessa pienempi kuin 6 m<sup>2</sup>, kertoimen  $\mu_w$  ylärajan väliarvot interpoloidaan lineaarisesti. Ylemmän katon kaltevuuden ollessa pienempi tai yhtä suuri kuin 15°, liukumisesta johtuvan lumikuorman muotokerroin  $\mu_s = 0$ . Lumikuorman muotokerroin  $\mu_s$  on puolet ylemmän katon viereisen lappeen lasketusta maksimilumikuormasta, mikäli ylemmän katon kaltevuus on suurempi kuin 15°. (RIL 201-1-2017, s. 105; SFS-EN 1991-1-3 2007, s. 6)

Myös lumen paikallista kinostumista aiheutuu katoilla olevien ulkonemien ja esteiden vaikutuksesta. Katolla sijaitsevana esteenä voivat olla esimerkiksi IV-koneet, aurinkopaneelien kiinnikkeet tai erilaiset piiput ja hormit. Kuvan 12 mukaista kuormituskaaviota käyttämällä voidaan kinostuminen esteisiin ja ulkonemiin huomioida. (RIL 201-1-2017, s. 108)



**Kuva 12.** Katossa olevien ulkonemien ja esteiden kuormituskaavio. (RIL 201-1-2017, s.108)

Kuvassa 12 on esitetty muotokerroin  $\mu_2$  voidaan lasketa kaavalla 4.4. (RIL 201-1-2017, s.108)

$$\mu_2 = \gamma \frac{h}{s_k} \quad (4.4)$$

$\gamma$  lumen tilavuuspaino [kN/m<sup>3</sup>]

$h$  esteen tasoero [m]

Kinostuvan lumen muotokertoimen  $\mu_2$  arvoa on rajoitettu, ja voi saada arvoja kaavan 4.5 ehdon mukaisesti. (RIL 201-1-2017, s. 108)

$$0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0 \quad (4.5)$$

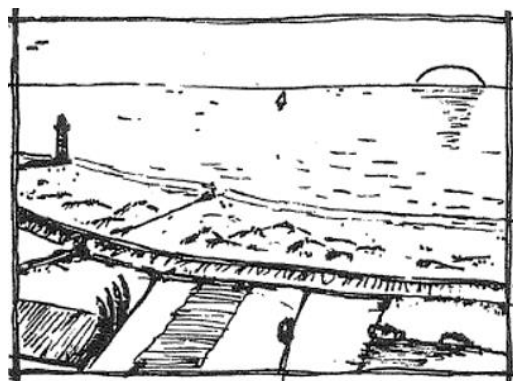
Kinostumispuite  $l_s$  lasketaan kaavalla 4.6 ja sen vaihteluväli Suomessa on  $2m \leq l_s \leq 6m$ . (RIL 201-1-2017, s.108; SFS-EN 1991-1-3 2016, s.18)

$$l_s = 2h \quad (4.6)$$

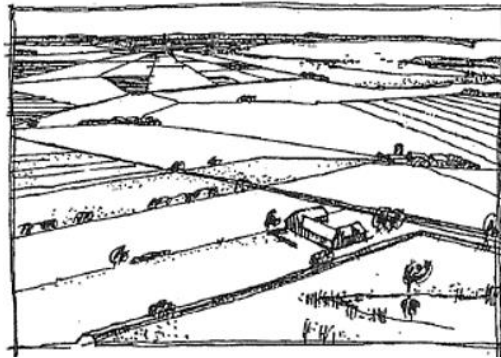
### 4.3.2 Tuulikuorma

Rakennukseen tuulesta aiheutuvaa vaakavoimaa kutsutaan tuulikuormaksi ja sen suuruus riippuu rakennuksen mitoista ja rakennuspaikasta. Standardissa (SFS-EN 1991-1-4, 2011) annetaan kaksi erilaista menetelmää tuulikuormien laskemiseen. Kun tarkastellaan rakennuksen kokonaisstabiilitettä, käytetään kokonaistuulivoiman laskemista voimakertoimen avulla. Yksittäisten rakenneosien mitoituksessa käytetään tuulipaineiden laskentaa. (RIL 201-1-2017, s. 128)

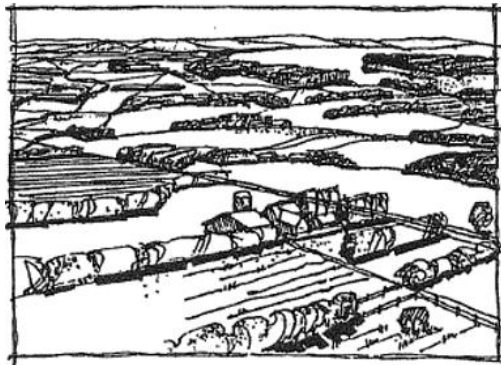
Tuulikuorman suuruuteen vaikuttaa rakennuspaikan maastoluokka. Eurokoodissa on määritelty viisi maastoluokkaa. Maastoluokkien kuvaukset on esitetty kuvissa 13-17. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s.158)



**Kuva 13.** Maastoluokka 0: Meri, avoimen meren äärellä oleva rannikkoalue. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s.158)



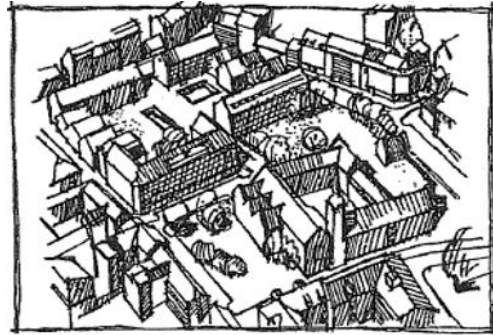
**Kuva 14. Maastoluokka I:** Järvi tai alue, jolla on vähäistä kasvillisuutta eikä esteitä. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s.158)



**Kuva 15. Maastoluokka II:** Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta kuten heinää ja ruohoa ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), joita ovat enintään esteen 20-kertaisen korkeuden etäisyydellä toisistaan. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s.158)

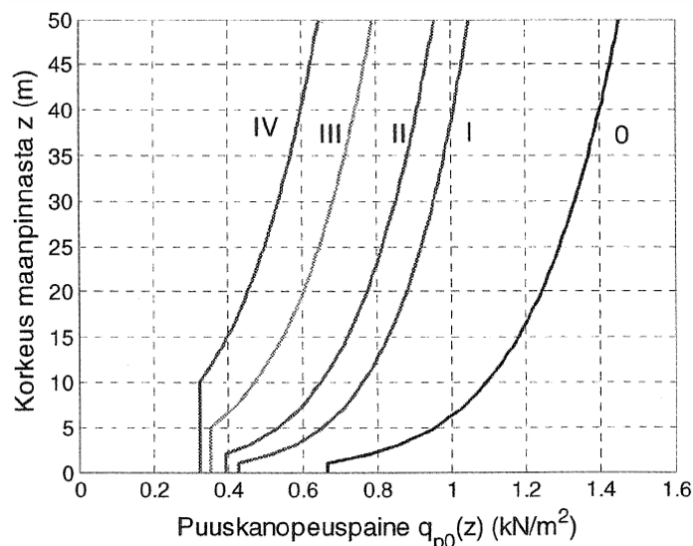


**Kuva 16. Maastoluokka III:** Alue, jolla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), joita ovat vähintään esteen 20-kertaisen korkeuden etäisyydellä lähempänä toisistaan (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvät metsät). (SFS-EN 1991-1-4 2011, s.158)



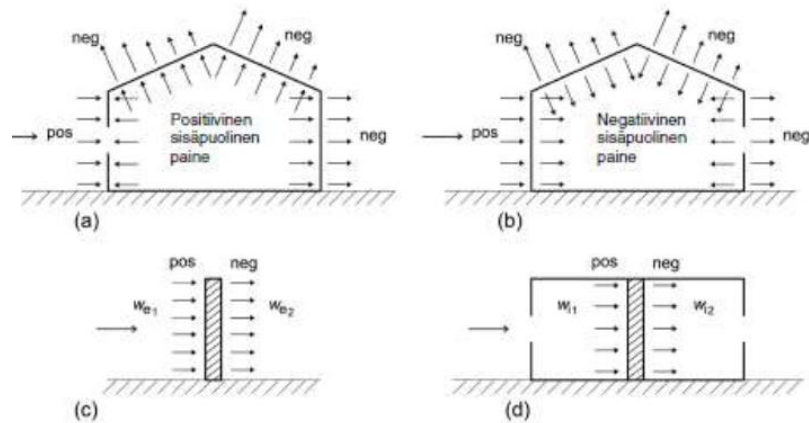
**Kuva 17. Maastoluokka IV:** Alue, jolla vähintään 15 % alasta on rakennusten peitossa ja rakennusten keskimääräinen korkeus ylittää 15 m. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 158)

Tuulikuormat määritetään puuskanopeuspaineen avulla. Nopeuspaine määräytyy maastoluokan ja rakennuksen harjakorkeuden mukaan (kuva 18).



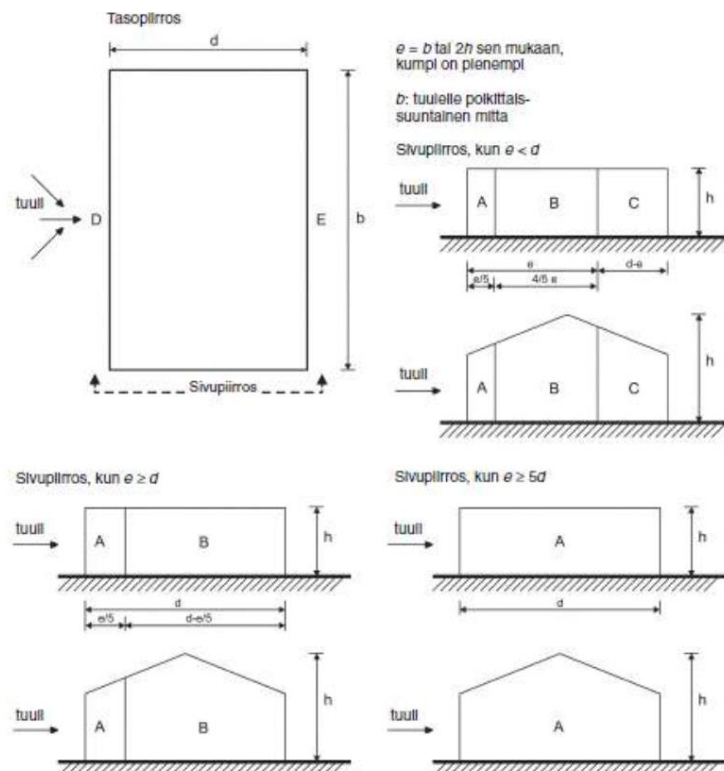
**Kuva 18. Tuulen nopeuspaineen ominaisarvo  $q_{p0}(z)$  eri maastoluokkien mukaan.** (RIL 201-1-2011 s.132.)

Kun määritellään tuulikuormaa rakennuksen pintoihin, on huomioitava myös ulko- ja sisäpintaan vaikuttava paine. Kokonaispaine saadaan yhdistämällä ulko- ja sisäpintojen paineet. Laskennassa on huomioitava pintaan kohdistuvan voiman suunta. Esimerkiksi tuulenpuoleisen seinän kokonaispaine on pienempi, jos sisäpuolen paine on positiivinen, kun taas negatiivinen paine suurentaa kokonaispainetta (Kuva 19). (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 44)



**Kuva 19.** Rakennukseen tuulesta aiheutuvat imu ja paine. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 44)

Tuulenpaineita määrittäessä on huomioitava, että tuuli muodostaa painevyöhykkeitä eikä tuulenpaine jakaudu tasaisesti rakennukseen. Painevyöhykkeiden koot määräytyvät rakennuksen mittasuhteista (Kuva 20). (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 62)



**Kuva 20.** Tuulenpaineiden vyöhykekaavio tavanomaisessa suorakaiteen muotoisen rakennuksessa. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 62)

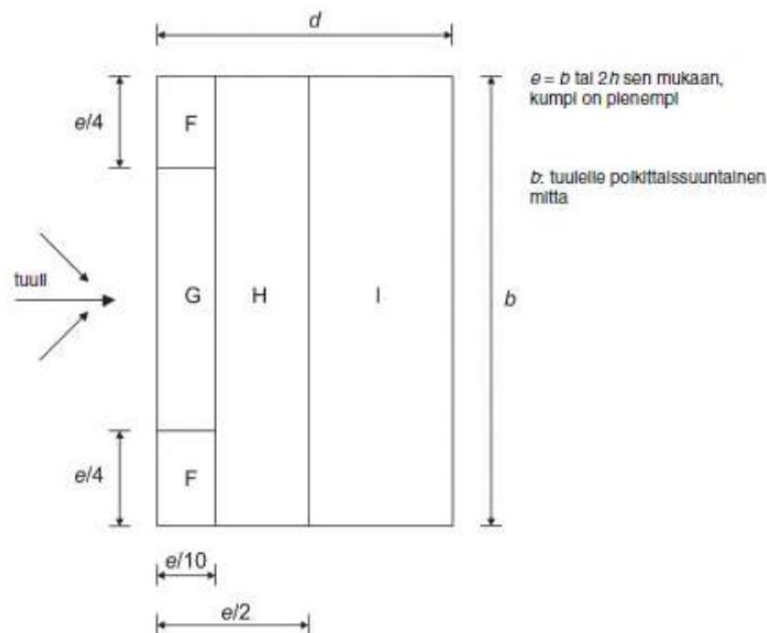
Tuulenpainetta tietylle vyöhykkeelle laskettaessa, painekertoimet tulee selvittää ensin. Paine kertoimet riippuvat tuulenpaineen kuormittaman alueen pinta-alasta. Paine kertoimia on esitetty taulukossa 6. Jos rakennuksen pinta-ala on suurempi kuin  $10 \text{ m}^2$ , tuulen painekerroin määritetään taulukosta 6 kohdasta  $C_{pe,10}$ . Taulukossa 6 painekerroin  $C_{pe,1}$

on tarkoitettu pienten rakenneksityiskohtien mitoitus. Taulukossa 6 mainitut vyöhykkeet A, B, C, D ja E on määrätty kuvan 20 mukaan. Standardin (SFS EN1991-1-4 2011) mukaan, jos rakennuksen korkeuden ja rakennuksen pienemmän sivun mittojen suhde on suurempi kuin 5, voidaan käyttää  $h/d$  arvoa 5. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 56-63; SFS-EN 1991-1-4 2016, s. 23)

**Taulukko 6.** Rakennuksen ulkoisen paineen kertoimet seinille. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 62)

Vyöhyke	A		B		C		D		E	
$h/d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Tuulikuorma kohdistuu rakennuksen seinien lisäksi myös kattoon. Tuulenpainevyöhykkeet riippuvat katon muodosta ja kaltevuudesta (Kuva 21). Katon painekertoimiin vaikuttavat myös rakennuksen räystäsrakenteet. Tasakaton painekertoimien arvoja on esitetty taulukossa 7. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 64-68)



**Kuva 21.** Vyöhykekaavio tasakatolle. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 66)



**Taulukko 7.** Ulkoiset painekertoimet katolle. (SFS-EN 1991-1-4 2011, s. 68)

Kattotyyppi		Vyöhyke							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Teräväreunaiset räystäät		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Kaitteilla varustetut räystäät	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
Pyöristetyt räystäät	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
Taitteiset räystäät	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2
								+0,2	-0,2

HUOM. 1 Katolle, joilla on kaitteet tai joiden räystäät on pyöristetty, voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota suhteiden  $h_p/h$  ja  $r/h$  väliarvoille.

HUOM. 2 Katolle, joilla on taitteiset räystäät, voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota arvojen  $\alpha = 30^\circ$ ,  $45^\circ$  ja  $\alpha = 60^\circ$  välillä. Kun  $\alpha > 60^\circ$ , voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota kulmaa  $\alpha = 60^\circ$  vastaavien arvojen ja teräväreunaisilla räystäillä varustettujen tasakattojen arvojen välillä.

HUOM. 3 Vyöhykkeellä I, jolle on annettu positiiviset ja negatiiviset [A1]-arvot, otetaan molemmat arvot huomioon. <A1].

HUOM. 4 Itse räystäätteen osalta ulkopuolisen paineen kertoimet esitetään taulukon 7.4a "Ulkopuolisen paineen kertoimet harjakatoille ja kuvetaitteisille katoille: tuulen suunta  $\theta = 0^\circ$ " vyöhykkeitä F ja G vastaavissa sarakkeissa taitteisen räystään kaitteuskuulmasta riippuen.

HUOM. 5 Itse räystääpyöristysten osalta ulkopuolisen paineen kertoimet saadaan lineaarisesti interpoloimalla pitkin kaarta seinää ja kattoa koskevien arvojen välillä.

[A1] HUOM 6. Taitteisille räystäille, joiden vaakasuuntainen mitta on vähemmän kuin  $e/10$ , käytetään terävänurkkaisen räystään arvoja. Ks. kuvaa 7.6 parametrit  $e$  määrittämiseksi. <A1]

Rakenteeseen kohdistuva tuulen kokonaispaine voidaan laskea, kun rakennuksen seinin ja kattoon kohdistuvat ulko- ja sisäpuoliset paineet sekä puuskanopeuspaine ovat selvitetty. Kokonaispaine muodostuu tuulesta aiheutuvien ulkopuolisten ja sisäpuolisten kuormien yhteisvaikutuksesta. (RIL 201-1-2017, s.143-144)

Ulkopuolinen tuulesta aiheutuva kuorma voidaan laskea kaavalla 4.7. (RIL 201-1-2017, s.143)

$$F_{w,e} = C_s C_d q_p(z_e) C_{pe} A_{ref} \quad (4.7)$$

$F_{w,e}$  ulkopuolinen kuorma [kN/m<sup>2</sup>]

$q_p(z_e)$  pintaan korkeudella  $z_e$  vaikuttava ulkopuolinen paine

$C_{pe}$  ulkoisen paineen kerroin

$z_e$  nopeuspainekorkeus (kun  $h < b$ , niin  $z_e = h$ )

$C_s C_d$  rakennekerroin ( $C_s C_d = 1$ )

$A_{ref}$  Yksittäisen pinnan tuulipaineen tarkastelupinta-ala [m<sup>2</sup>]

Sisäpuolinen tuulesta aiheutuva kuorma voidaan laskea kaavalla 4.8. (RIL 201-1-2017, s.144)

$$F_{w,i} = q_p(z_i)C_{pi}A_{ref} \quad (4.8)$$

$F_{w,i}$  sisäpuolinen kuorma [kN/m<sup>2</sup>]

$q_p(z_i)$  pintaan korkeudella  $z_i$  vaikuttava ulkopuolinen paine

$C_{pi}$  sisäisen paineen kerroin

$z_i$  nopeuspaine korkeus (kun  $h < b$ , niin  $z_e = h$ )

Tuulen aiheuttama kokonaispaine voidaan lasketa kaavalla 4.9. Laskennassa on huomioitava kuormitusten suunnat. (RIL 201-1-2017, s.144)

$$F_w = F_{w,e} + F_{w,i} \quad (4.9)$$

$F_w$  pinnan kokonaispaine, [kN/m<sup>2</sup>]

### 4.3.3 Onnettomuuskuormat

Onnettomuuskuormat voidaan jakaa kahteen eri luokkaan, ennalta määriteltävissä oleviin ja määrittelemättömästä syystä aiheutuviin. Ennalta määriteltävissä oleva kuorma on tavallisesti lyhytkestoinen. Ennalta määriteltävissä oleva kuorma on tulipalosta, räjähdyksestä tai törmäyksestä aiheutuvaa kuormaa. Törmäyksestä aiheutuvaa kuormaa ei pidetä todennäköisenä rakenteen suunnitellun käyttöiän aikana. Kun rakennus suunnitellaan määrittelemättömille kuormille, kuorman lähdettä ei välttämättä tunneta. Kaikkien kuormien ja kuormien vaikutusten osavarmuuslukujen arvot ovat 1,0 onnettomuustilanteissa. (RIL 201-2-2017, s. 99-105)

Rakennusta mitoitettaessa määrittelemättömille kuormille on ajateltava jonkin yksittäisen kantavan rakenteen, esimerkiksi kantavan seinän tai palkin puuttuminen kokonaan. Tällä menetelmällä varmistetaan, että paikallinen vaurio pysyy hyväksyttävissä rajoissa ja estetään rakennuksen sortumisen eteneminen. Rakenteiden liitosalueet on suunniteltava siten, että ennalta määräämättömästä syystä sortuvat rakenteet eivät vedä muita rakenteita perässään. (RIL 201-4-2017)

## 4.4 Kuormien yhdistely

Rakenteiden mitoituksessa varmuuskertoimilla huomioon otettu riittävä varmuustaso on ensisijainen asia murtorajatilassa. Kun tarkastellaan murtorajatilaa, käytettävien materiaalien lujuutta pienennetään ja materiaalien rakenteeseen vaikuttavia kuormituksia ko-

rotetaan osavarmuuskertoimilla. Suunnittelijan on selvitettävä kaikki mahdolliset kuormitustapaukset rakennetta mitoittaessaan ja myös tunnistettava niistä määräävin kuhunkin mitoitustilanteeseen. (RIL 201-1-2017, s. 38-44)

Kuormitusyhdistelmällä varmistetaan, ettei murtorajatila ylitä käyttämällä kaavoista 4.10 ja 4.11 määräävimman vaikutuksen antavaa yhdistelmää. Jos kaavasta 4.10 kuormitus aiheuttaa rakenteen kestävyys- ja epädullisen vaikutuksen, niin kaikki pysyvät kuormat kerrotaan kertoimella  $1,15 K_{FI}$ . Pysyvän kuormituksen vaikutuksen ollessa edullinen, pienennetään kuormia kertoimella 0,9. Muuttuvista kuormituksista määräävin kerrotaan kertoimella  $1,5 K_{FI}$  ja muut samanaikaisesti vaikuttavat muuttuvat kuormat huomioidaan yhdistelykertoimella  $\psi_0$ . Myös esijännitetyt kuormat huomioidaan esijännitysvoiman osavarmuuskertoimella  $\gamma_p$ . Taulukossa 8 on esitetty yhdistelykertoimien  $\psi_0$ -arvot. (RIL 201-1-2017, s. 38-44)

**Taulukko 8.** Yhdistelykertoimien arvot muuttuville kuormille. (SFS-EN 1990-1-1 2016, s.18)

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6**)
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3**)
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)*) kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ***)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
*) Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huomautus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään $\psi$ -arvoja, jotka antavat epädullisimman vaikutuksen. **) Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$ ***) Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia			

$$F_w = F_{w,e} + F_{w,i} \left\{ \begin{matrix} 1,15 K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.10)$$

$K_{FI}$  on seuraamusluokasta riippuva kuormakerroin

$G_{k,j}$  on pysyvien kuormien ominaisarvot

$\gamma_p$	on esijännitysvoiman osavarmuuskerroin
$P$	on esijännitysvoima
$Q_{k,1}$	on määräävä muuttuva kuorma
$Q_{k,1}$	on muuttuvat kuormat
$\Psi_{0,i}$	on kuormien yhdistelykertoimet

Edellä esitetyn kuormitusyhdistelyn jälkeen on myös tarkastettava kaavan 4.11 mukainen yhdistelmä. Tässä kuormitusyhdistelmässä huomioidaan ainoastaan rakenteeseen vaikuttavat pysyvät kuormat. Yhdistelmässä epäedullisen vaikutuksen aiheuttavat kuormat kerrotaan kertoimella  $1,35 K_{FI}$  ja edullisen vaikutuksen aiheuttavat kuormat kertoimella  $0,9 K_{FI}$ . (RIL 201-1-2017, s. 40)

$$\left. \begin{matrix} 1,35 K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (4.11)$$

Kaavoissa esiintyvä kuormakerroin  $K_{FI}$  on seuraamusluokasta riippuva kerroin. Kuormakertoimet  $K_{FI}$  seuraamusluokkien mukaan on esitetty taulukossa 9.

**Taulukko 9.** Kuormakertoimet seuraamusluokkien mukaan. (SFS-EN 1990-1-1:2016, s. 8)

Kuormakerroin $K_{FI}$	Seuraamusluokka
1,1	CC3
1,0	CC2
0,9	CC1

Seuraamusluokka CC1 tarkoitetaan vähäisiä seuraamuksia ihmishenkien menetysten, pienten taloudellisten tai ympäristölle aiheutuvien vahinkojen kannalta. Seuraamukset ovat keskisuuret luokassa CC2 ja suuret luokassa CC3. (SFS-EN 1990-1-1:2016, s. 8-9)

Mahdollisia kuormitusyhdistelmiä on kolme erilaista mitoitettaessa rakennetta käyttörajatilassa. Mahdollisiin kuormitusyhdistelmiin vaikuttaa se, mitä tilannetta ollaan mitoittamassa. Esimerkiksi rakenteen halkeilu ei palaudu kuormituksen poistamisen jälkeen vaan rakenne jää haljenneeksi. Tällöin käyttörajatilan palautumattomille rajatiloille käytetään kaavan 4.12 ominaisyhdistelmää. Palautuville rakenteen rajatiloille käytetään kaavan 4.13 ominaisyhdistelmää. Jos kuormitus on pitkäaikaista, esimerkiksi virumisesta aiheutuvaa, käytetään pitkäaikaisyhdistelmää (kaava 4.14). (RIL 201-1-2017, s. 44)

Käyttörajatilan palautumattomille rajatiloille ominaisyhdistelmä saadaan kaavasta 4.12.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.12)$$

Ominaisyhdistelmä palautuville rajatiloille saadaan kaavasta 4.13.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.13)$$

Ja käyttörajan pitkäaikaisyhdistelmä saadaan kaavasta 4.14.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.14)$$

Myös onnettomuusrajan tilassa voidaan käyttää kuormitusyhdistelmiä ja ne poikkeavat murto- ja käyttörajan yhdistelmistä. Kaavoissa 4.15 ja 4.16 on esitetty kaksi eri onnettomuusrajan tilassa käytettävää kuormitusyhdistelmää. (RIL 201-1-2017, s. 41)

Onnettomuusrajan kuormitusyhdistelmä saadaan kaavasta 4.15, kun pääasiallinen muuttuva kuorma on lumi-, jää- tai tuulikuorma.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \Psi_{1,i} Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.15)$$

$A_d$  on onnettomuuskuorma (esimerkiksi törmäyskuorma)

Onnettomuusrajan kuormitusyhdistelmä saadaan kaavasta 4.16.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \Psi_{2,i} Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.16)$$

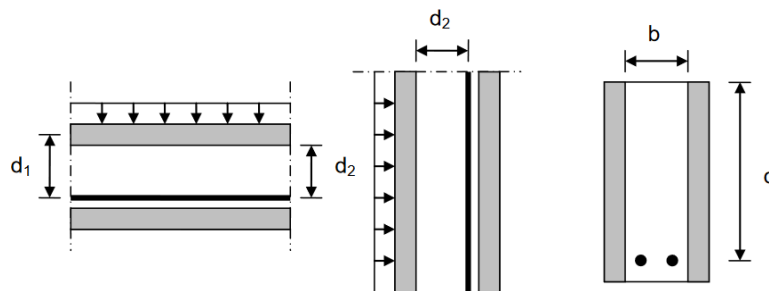
Tässä työssä case- kohteen kaikille rakenneosille laskettiin sekä murtorajan, että käyttörajan kuormitusyhdistelmät.

## 5. MUOTTIHARKKORAKENTEIDEN MITOITUS

### 5.1 Yleistä

Muottiharkkorakenteiden mitoituksessa noudatetaan pääosin standardia SFS-EN1992-1-1 (eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt). Jotkin esitetyt asiat perustuvat rakentamismääräyskokoelman osaan B9:n (1993). B9:ssä on esitetty joitakin poikkeuksia ja yksinkertaistettuja suunnittelu-sääntöjä, jotka eroavat standardista SFS-EN1992-1-1. RakMK B9:n (1993) ohjeita noudatetaan niin kauan, kunnes jostakin aiheesta ei ole sanottu mitään tai ohje on epäselvä, silloin noudatetaan eurokoodia. Kuitenkaan muottiharkkorakenteisiin ei sovelleta eurokoodin rakenteellisia ohjeita. Tässä työssä harkkorakenteiden mitoituksessa on käytetty standardin SFS-EN 1992-1-1 sijasta eurokoodi 2:n suunnitteluohjetta Betoniyhdistyksen julkaisu By 211 (2013). Muiden eurokoodistandardien tilalla on käytetty niitä vastaavia RIL: n suunnitteluohjeita kansallisliitteineen.

Muottiharkkorakenteet mitoitetaan murto- ja käyttörajatilassa. Harkkorakenteiden mitoituksessa laskelmissa on käytettävä tehollista betonipoikkileikkausta. Tehollisena poikkileikkauksena käytetään aina harkon kuorien välissä olevaa betonoitavaa keskialuetta. Harkkojen kuoret voidaan joissakin tapauksissa ottaa osittain mitoitukseen mukaan. Kuvas-  
sa 22 on havainnollistettu harkkorakenteissa käytettäviä mittoja. (RakMK B9 1993, s. 7)



**Kuva 22.** Tehollisen korkeuden ja leveyden määrittäminen. (RakMK B9 1993, s.17)

Muottiharkkorakenteiden puristuskestävyyden, taivutuskestävyyden ja leikkauskestävyyden mitoituksen laskentaan on esitetty B9:ssä tarkempia ohjeita. Mitoituksessa on tehty muutamia poikkeuksia, joissa noudatetaan standardia. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015)

Soveltamalla standardin (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015) kohtaa 12.6.5.2 voidaan mitoittaa raudoittamaton puristettu pilari ja seinä. B9:ssä puristuskestävyyden mitoitusarvon laskenta noudattaa standardin kaavoja. Ainoa ero on siinä, että pienennyskerroin on esitetty hieman eri muodossa B9:ssä. Jos muottiharkon kuivatiheys on  $\geq 2200 \text{ kg/m}^3$ , nurjahduspituus saa olla enintään 25 kertaa muottiharkon koko leveys, kuoret mukaan lukien. (SFS-EN 15435 2008)

Taivutuskestävyyden ja leikkauskestävyyden mitoitus tehdään standardin (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015) mukaan. Laskennassa käytetty parametri  $v_{min}$  lasketaan kuitenkin B9:ssä esitetyn mukaan kaavalla 5.1. (RakMK B9 1993)

$$v_{min} = 0,02 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (5.1)$$

Jos rakenne on leikkausraudoittamaton, kaavalla 5.2 voidaan laskea rakenteen raudoituksen mitoittava vetovoima seuraavasti:

$$F_{Ed}(x) = \frac{M_{Ed}(x)}{z} + V_{Ed}(x) \quad (5.2)$$

$F_{Ed}$  terästen vetovoiman mitoitusarvo, [kN]

$M_{Ed}$  taivutusmomentin mitoitusarvo, [kNm]

$z$  sisäinen momenttivarsi, [mm]

$V_{Ed}$  leikkausvoiman mitoitusarvo, [kN]

Muottiharkkorakenteita mitoittaessa B9:n mukaan laattoina mitoitetuissa seinissä käytetyn raudoituksen poikkipinta-alan  $A_s$  on täytettävä seuraava ehto:

$$A_s \geq 0,001A \quad (5.3)$$

$A$  seinän poikkileikkauksen bruttopinta-ala (mukaan myös harkon kuoret).

Seinien valetulle betonipoikkileikkaukselle on myös oma ehtonsa eli valetun betonin poikkileikkauksen paksuuden on oltava suurempi kuin 80 mm. (RakMK B9 1993) Pääraudoituksena palkissa on käytettävä kentissä ja ulokkeiden yläpinnoissa vähintään kahta 10 mm terästä. Muottiharkkorakenteita mitoittaessa betonipeitteen paksuudessa otetaan huomioon puolet kuoren paksuudesta. Koko kuoren paksuuden voidaan katsoa sisältyvän betonipeitteen paksuuteen, jos rakenne on riittävän tiivis ja saumat ovat täysiä. Muussa tapauksessa betonipeite valitaan standardin (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015) mukaan.

Kuten aikaisemmin mainittiin, muuratut rakenteet mitoitetaan sekä murto-, että käyttörajatilassa. Poikkeuksena tähän ovat maanpaineseinät, joita ei mitoiteta käyttörajatilassa,

jos seinän jännemitan ja tehollisen paksuuden suhde on pienempi tai yhtä suuri kuin 25. Betoninteräksen lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet sekä betonirakenteen kutistuma määritetään edellä esitetyn standardin mukaan. (RakMK B9 1993, s.15). Lujuuksien mitoitusarvojen selvittämiseksi käytetään osavarmuuslukuja. Murtorajatilassa käytetään betonin osavarmuusluvulle arvoa  $\gamma_c = 1,8$ , joka poikkeaa standardista SFS-EN 1992-1-1. Käyttö- ja onnettomuusrajatilassa käytetään arvoa  $\gamma_c = 1,0$ . Raudoituksen osavarmuusluvut ovat standardin mukaiset. (RakMK B9 1993)

## 5.2 Pystyrakenteet

Jos pystyrakenteen leveys  $b$  on suurempi tai yhtä suuri kuin neljä kertaa sen paksuus, rakenne käsitellään seinänä. Tämän rajauksen ulkopuolella olevat pystyrakenteet käsitellään pilareina. (RIL 202-2011, s.161)

Seinä ja pilarit mitoitetaan sekä taivutukselle että puristukselle. Pystyrakenteet jaetaan raudoittamattomiin ja raudoitettuihin rakenteisiin. Kun pystyrakenteisiin kohdistuva kuormitus on pieni, kuormitus keskeistä ja rakenne ei ole liian hoikkia, pystyrakenteet tehdään raudoittamattomina. Raudoittamaton puristettu seinä tai pilari voidaan mitoittaa soveltamalla standardin (SFS-EN 1992-1-1 2015) kohtaa 12.6.5.2. Puristuskestävyyden mitoitusarvo lasketaan samalla kaavalla kuin standardissa, mutta pienennyskerroimen kaava on kirjoitettu B9:ssä hieman eri muotoon. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, s. 161)

Seinän tai pilarin normaalivoimakestävyyttä laskettaessa käytetään usein yksinkertaistettua mitoitusta. Yksinkertaistettu mitoitus ottaa huomioon ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyyden, toisen kertaluokan epäkeskisyyden ja virumisen vaikutukset. Standardin (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015) mukaan normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo  $N_{Rd}$  saadaan kaavalla 5.4.

$$N_{Rd} = b t_c f_{ct,pl} \emptyset \quad (5.4)$$

$b$  on poikkileikkauksen leveys

$t_c$  on valuontelon paksuus

$f_{ct,pl}$  on puristuslujuuden mitoitusarvo raudoittamattomalle betonille

$\emptyset$  on hoikkuuden ja epäkeskisyyden pienennyskerroin

Hoikkuuden ja epäkeskisyyden pienennyskerroin  $\emptyset$ , jossa on mukana toisen kertaluvun ja virumisen vaikutukset, voidaan laskea kaavalla 5.5. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s.192)



$$\phi = 1,14 \left( 1 - 2 \frac{e_{tot}}{t_c} \right) - 0,013 \frac{L_0}{t_{ef}} \leq \left( 1 - 2 \frac{e_{tot}}{t_c} \right) \quad (5.5)$$

$t_{ef}$  on seinärakenteen tehollinen paksuus

$L_0$  on nurjahduspituus,  $L_0 < 25t_{ef}$

$e_{tot}$  on epäkeskisyyksien summa,  $e_0 + e_i$

$e_0$  on ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyyys

$$e_0 = \max \left\{ \frac{t_c}{30}, 20 \text{ mm} \right\} \quad (5.6)$$

Ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyyys sisältää myös mahdolliset vaakasuuntaisten momenttien vaikutukset.

$e_i$  on lisäepäkeskisyyys, jolla huomioidaan myös mittaepätarkkuuksien vaikutukset

$$e_i = \frac{L_0}{400} \quad (5.7)$$

Lisäksi B9:ssä on esitetty vähimmäisepäkeskisyydelle omat ohjeensa, epäkeskisyyden vähimmäisarvo on  $0,05 t_b$ , harkkorakenteen kuivatiheyden ollessa vähintään  $2200 \text{ kg/m}^3$ , seinärakenteen tehollinen paksuus  $t_{ef} = t_b$ , missä  $t_b$  on harkkorakenteen paksuus kuorineen. (RakMK B9 1993, s.16)

Murtorajatilassa seinän taivutusmomentin  $M_{Ed}$  on oltava pienempi tai vähintään yhtä suuri kuin poikkileikkauksen taivutuskestävyys  $M_{Rd}$ . Tästä saadaan mitoitusyhtälö, joka on esitetty kaavassa 5.8. (By 211 2013, s. 98)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.8)$$

Pystyrakenteen ollessa raudoittamaton taivutuskestävyys  $M_{Rd}$  lasketaan kaavasta 5.9

$$M_{Rd} = f_{ctd} W_c \quad (5.9)$$

$W_c$  on poikkileikkauksen tehollinen taivutusvastus, johon voidaan ottaa mukaan puolet puristetun kuoren paksuudesta.

Pystyrakenne ollessa raudoitettu, taivutuskestävyys  $M_{Rd}$  lasketaan kaavasta 5.10. (RakMK B9 1993, s.16)

$$M_{Rd} = 0,85 A_s f_{yd} d \leq 0,3 b d^2 f_{cd} \quad (5.10)$$

$A_s$  on vetoraidoituksen poikkileikkausala

$d$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$b$  on seinän tai pilarin poikkileikkauksen leveys

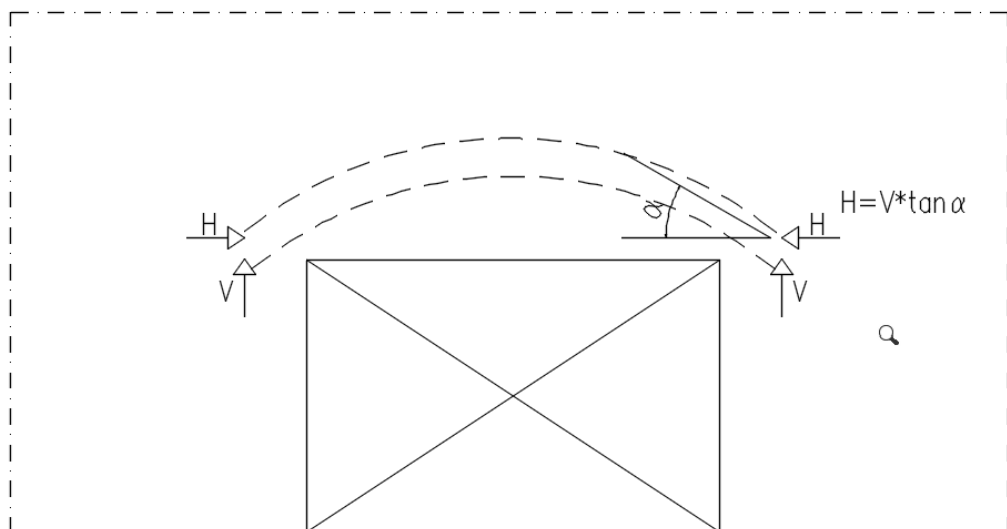
Pystyrakenteen poikkileikkauksen tehollinen korkeus  $d$  määräytyy seuraavasti: Jos pystyäkseen on vaakaraudoitettu juoksulimitetty, tehollisena korkeutena voidaan käyttää mitta  $d_1$  (kuva 22). Jos taas seinä on vaakaraudoitettu mutta limittämätön, käytetään mitta  $d_2$  (kuva 22). (RakMK B9 1993, s. 17)

Yleensä seinät tarkastellaan metrin pituisena kaistana, jolloin seinän leveydelle  $b$  käytetään arvoa  $b = 1000 \text{ mm}$ .

### 5.3 Aukkojen ylitys

Harkkoseinässä olevan aukon kohdalle tulevat kuormat voidaan siirtää aukon tuelle teräsbetonisen, muuratun tai teräksisen palkin avulla. Myös puurungon käyttö on mahdollista, jos aukon yläpuoli tehdään kevytrakenteiseksi. Palkki mitoitetaan niin, että kantokyky on riittävä ja muodonmuutokset käyttökuormilla pysyvät sallituissa rajoissa. Esimerkiksi aukossa oleva ikkuna joutuu ottamaan vastaan osan taipumasta aiheutuvasta kuormasta. Tämä aiheuttaa ikkunan käyttövaikeuksia ja pahimmassa tapauksessa rikkoutumista.

Kuvasta 23 voidaan nähdä miten kuormat jakautuvat aukon kohdalla. Koska osa aukon kuormituksesta siirtyy tuelle muurauksen holvivaikutuksen ansiosta, aukkojen yläpuoliset kantavat rakenteet voidaan mitoittaa redusoiduille kuormille. Edellytyksenä tälle on se, että aukon tukipinta kestää paikallisesta puristusvoimasta aiheutuvaa kuormaa. Laskelmia varten puristusvoima voidaan määrittää lähtökohtana se holvin kaaren alkukulma  $\alpha$ , jonka voidaan ajatella syntyvän muurin aukon päälle kuvan 23 mukaan.



**Kuva 23.** Aukon yläpuolen holvivaikutus.

Harkkorakenteissa voidaan aukkoilytykset tehdä muottiharkoista, teräspalkeista tai työmaalla muottiin valetuista betonipalkeista. Yleisin tapa tehdä aukkoilytykset työmaalla on muottiin valettu teräsbetonipalkki. Tarpeen mukaan aukkojen ylityksiin käytettävät palkit tehdään yhden, kahden tai kolmen kivikerroksen korkuisiksi. Palkki voidaan tehdä leikkausraudoittamattomana, leikkausraudoitettuna tai liittorakenteena. Liittorakenteena käytetään teräsprofiilia ja harkkorakennetta. Muottiin valetun teräsbetonipalkin mitoitus suoritetaan tavanomaisen tapaan taivutus- ja leikkausrasituksia vastaan. (RakMK B9 1993, s. 6–7)

### 5.3.1 Muottiharkkopalkin mitoitus taivutukselle

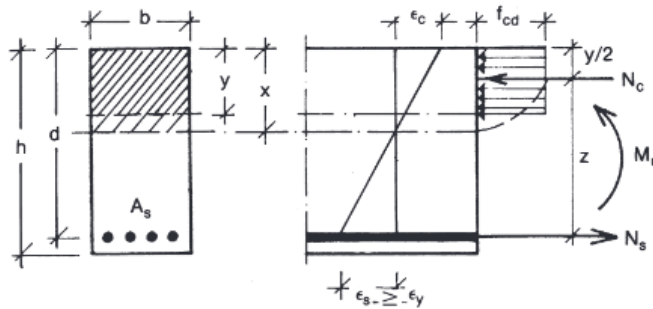
Muottiharkkopalkki, jossa ei ole leikkausterästä, toimii vetotangollisen kaaren analogian mukaan. Yksiaukkoisessa leikkausraudoittamattomassa muuratussa palkissa puristus-pintana toimii tietty osa aukon yläpuolisesta muurista, ja alaosaan sijoitettavilla vetoteräksillä otetaan vetojännitykset vastaan. Tämä merkitsee sitä, että vetoteräksset on vietävä tukeen saakka ja huolehdittava riittävästä ankkurointipituudesta.

Mitoitus sallittujen jännitysten menetelmällä suoritetaan niin, että ensin mitoitetaan rakenne taivutusta vastaan. Taivutetun teräsbetonipalkin mitoitusta varten tulee selvittää ensin mitoittavan taivutusmomentin  $M_{Ed}$  suuruus. Mitoituksen ehtona on kuitenkin se, että mitoittava taivutusmomentti  $M_{Ed}$  on pienempi tai korkeintaan yhtä suuri kuin poikkileikkauksen taivutuskestävyys  $M_{Rd}$ . Tästä saadaan mitoitusyhtälö, joka on esitetty kaavassa 5.11. (By 211 2013, s. 98)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.11)$$

Tämän jälkeen määritetään teräsbetonipalkin poikkileikkauksen mitat, leveys  $b$  ja korkeus  $h$ , betonin materiaaliominaisuudet ja rasitusluokka, teräksen myötölujuus sekä teräksille tarvittava suojabetonikerroksen paksuus  $c_{nom}$ , joka määräytyy rasitusluokan ja palonkestoajan mukaan. Muottiharkoista tehdyn palkin mitoituksessa harkkorakenteen sisä- ja ulkokuoren paksuutta ei oteta huomioon teräsbetonipalkin poikkileikkauksessa. Kun betonin materiaaliominaisuudet ovat tiedossa, voidaan laskea puristuslujuuden mitoitusarvo.

Puristuspuunnan korkeus eli tehollinen korkeus voidaan laskea korkeuden  $h$  ja suojabetonikerroksen  $c_{nom}$  avulla (Kuva 24). Tehollisen korkeuden laskemista varten on ensin arvioitava käytettävien vetoteräksien paksuus. (By 211 2013, s.179)



**Kuva 24.** Suorakaidepoikkileikkaus ilman puristusraudoitusta. (By 211 2013, s. 179)

Tehollinen paksuus voidaan määrittää kaavalla 5.12

$$d = h - c_{nom} - 1.1 \frac{\emptyset}{2} \quad (5.12)$$

$d$  on tehollinen paksuus, [mm]

$h$  on poikkileikkauksen korkeus, [mm]

$c_{nom}$  on käytettävä suojabetonikerros, [mm]

$\emptyset$  on arvioitu vetoterästen paksuus, [mm]

Nyt voidaan laskea poikkileikkauksen suhteellinen momentti, joka riippuu mitoittavan taivutusmomentin  $M_{Ed}$  suuruudesta, poikkileikkauksen mitoista ja betonin ominaislujuudesta. Kaavassa 5.13 esitetty suure  $b$  kuvaa koko harkon paksuutta. (By 211 2013, s. 94-99)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \quad (5.13)$$

$\mu$  on suhteellinen momentti

$M_{Ed}$  on mitoittava taivutusmomentti [kNm]

$b$  on rakenteen paksuus (pelkkä betoniosa), [mm]

$d$  on tehollinen paksuus [mm]

$f_{ck}$  on betonin ominaislieriölujuus [MPa]

Tämän jälkeen on tarkistettava, ettei rakenne ole yliaudoitettu ja rakenteen poikkileikkaus on riittävä. Tästä muodostuu kaavan 5.14 mukainen ehto. Mikäli ehto ei toteudu, tulee palkin poikkileikkauksen kokoa kasvattaa. Tällä tarkistetaan myös se, että valittu poikkileikkaus on riittävä ottamaan vastaan mitoitusmomentin. Muottiharkkopalkin mitoituksessa rakenteen paksuus  $b$  on rajoitettu, jolloin ainoaksi vaihtoehdoksi palkin poikkileikkauksen kasvattamiselle jää muuttaa rakenteen korkeutta  $h$ . (By 211 2013, s. 94-99)

$$\mu \leq \mu_{bd} \quad (5.14)$$

$\mu$  on suhteellinen momentti

$\mu_{bd}$  on tasapainoraudoituksen mukainen suhteellinen momentti

Nyt voidaan määrittää poikkileikkauksen puristuspinnan suhteellinen korkeus kaavasta 5.15.

$$\mu = 1 - \sqrt{1 - \beta} \quad (5.15)$$

$\beta$  on puristuspinnan suhteellinen korkeus

Ennen kuin voidaan laskea tarvittava vetorautoitusten määrää, on selvítettävä rakenteen sisäinen momenttivarsi.

$$z = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (5.16)$$

$z$  on sisäinen momenttivarsi [mm]

Tarvittava vetoterästen määrää voidaan laskea kaavalla 5.17.

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{cd}} \quad (5.17)$$

$A_s$  on vaadittava vetoterästen määrä [mm<sup>2</sup>]

Mikäli arvioitua teräksen paksuutta joudutaan kasvattamaan, on huomioitava, että se vaikuttaa teholliseen korkeuteen. Tästä seuraa, että palkin rauditus tulee tarkistaa uudelleen laskemalla sama laskentaketju toistamiseen uudella tehollisen korkeuden arvolla. (By 211 2013, s.121)

### 5.3.2 Muottiharkkopalkin mitoitus leikkaukselle

Jos rakenteellisista syistä joudutaan käyttämään matalaa palkkikorkeutta taivutetussa muottiharkkopalkissa, taivutusrasituksen lisäksi rasituksia aiheuttaa samanaikaisesti leikkausrasitus. Suurin leikkausrasitus kerääntyy yksiaukkoisessa palkissa tukien läheisyyteen. Tällöin palkkiin syntyy jännitystila, jossa pääjännitykset ovat vinossa kulmassa palkin kohtisuoraa akselia nähden. (By 211 2013, s.132-135).

Ensin on tarkistettava kuitenkin, onko palkin leikkauskestävyys riittävä ilman leikkausraudoitusta. Standardin (SFS-EN 1992-1-1 2005) mukaan leikkausraudoittamattomilla rakenteilla betonin leikkauskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta 5.18. Mitoituk-

sen ehtona on kuitenkin se, että mitoitettava leikkausvoima  $V_{Ed}$  on pienempi tai vähintään yhtä suuri kuin poikkileikkauksen leikkauskestävyyden mitoitusarvo  $V_{Rd,c}$ . (By 211 2013, s.138)

Tästä saadaan mitoitusyhtälö, joka on muotoa:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (5.18)$$

$$V_{Rd,c} = \begin{cases} \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \\ (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \end{cases} \quad (5.19)$$

Kaavan termit määritetään seuraavasti:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (5.20)$$

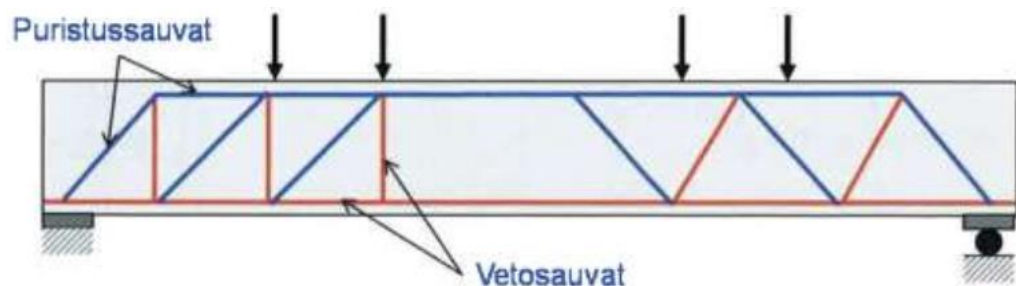
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (5.21)$$

$$\rho_1 = 1 + \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02 \quad (5.22)$$

$A_s$  on vaadittava vetoterästen määrä, [mm<sup>2</sup>]

$$k_1 \quad 0,15 \quad v_{min} = 0,02 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (5.23)$$

Jos palkin leikkauskestävyys riittää leikkausraudoittamattomana eli kaavan 5.18 ehto toteutuu, ei vähimmäisleikkausraudoitusta tarvitse käyttää. Muussa tapauksessa on laskettava vaadittava leikkausraudoitus. Leikkausraudoitettu palkki mitoitetaan useimmiten ristikkomenetelmällä (Kuva 25). Menetelmässä palkin pääraudoituksen muodostavat punaiset vetosauvat ja siniset viivat puristussauvat. Betonin muodostamien puristussauvojen kaltevuus  $\theta$  riippuu leikkausraudoituksen määrästä. (By 211 2013, s.133)



**Kuva 25.** Ristikkomenetelmän mukainen ristikkorakenne. (By 211 2013, s.133)

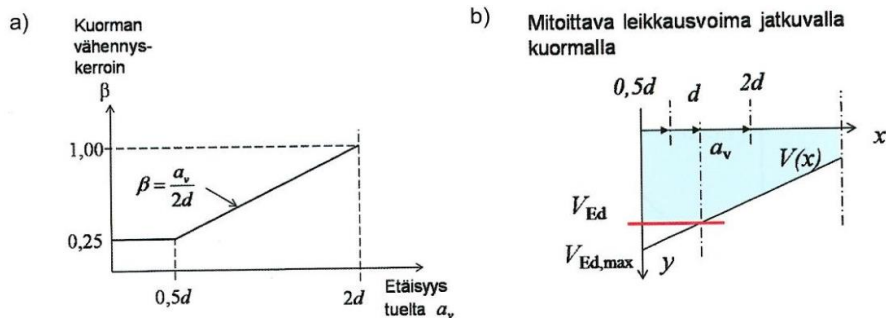
Tasaisen kuorman kuormittaessa palkkia leikkausvoiman suuruus ei ole leikkausvoiman arvo palkin päässä. Mitoittavan leikkausvoiman voidaan katsoa sijaitsevan etäisyyden  $d$  verran tuen reunasta. Tällöin saatu leikkausvoiman arvo on pienempi kuin mitä se olisi palkin päässä. Ehtona on kuitenkin, että palkki on tuettu suoraan pystyrakenteeseen. Mitoituksen ehtona on se, että mitoittettava leikkausvoima  $V_{Ed}$  on pienempi tai vähintään yhtä suuri kuin poikkileikkauksen leikkausraudoituksen kestävyys  $V_{Rd,s}$ . (By 211 2013, s.138)

Tästä saadaan mitoitusyhtälö, joka on muotoa:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (5.24)$$

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (5.25)$$

Kuten jo aiemmin todettiin, mitoittava leikkausvoima sijaitsee lähellä palkin tukia. Nyt voidaan mitoittavaa leikkausvoimaa pienentää, sillä tuen läheisyydessä palkin yläreunassa vaikuttavan kuorman voidaan olettaa siirtyvän suoraan tuelle. Kuvassa 26 on esitetty jatkuvan kuorman ja pistekuorman mitoittavaa leikkausvoiman vähennyskerroin tuen läheisyydessä.



**Kuva 26.** Tuen läheisyydessä jatkuvan kuorman mitoittava leikkausvoima ja pistekuorman vähennyskerroin. (By 211 2013, s.133)

Kuten taivutetun muottiharkkopalkin mitoituksessa, myös leikkausrasitetussa palkissa määritetään palkin poikkileikkauksen mitat, leveys ja korkeus, betonin materiaaliominaisuudet ja rasiusluokka, teräksen myötölujuus sekä teräksille tarvittava suojabetonikerroksen paksuus  $c_{nom}$ . Tämän jälkeen määritetään vetosauvojen ja puristussauvojen kaltevuudet. Leikkausraudoitusta suunniteltaessa leikkausraudoituksen asennolla on merkitystä. Esimerkiksi jos käytetään pystysuuntaisia hakoja, mitä yleensä Suomessa käytetään, aiemmin esitetty kaava 5.25 muuttuu muotoon:

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta) \quad (5.26)$$

Leikkausraudoituksessa käytetty sisäinen momenttivarsi  $z$  on 90 % palkin tehollisesta korkeudesta. (By 211 2013, s. 139)

$$z = 0,9d \quad (5.27)$$

Muottiharkkorakennetta mitoittaessa on huomioitava, että onteloita jakava ”kannas” voi olla esteenä vinoille haoille. Hakojen kulmat on valittava siten, että teräksiä mahtuu tarvittava määrä jokaiseen onteloon. Puristussauvan kaltevuus  $\theta$  valitaan yleensä väliltä  $21,8^\circ$  ja  $45^\circ$ . Puristussauvan kaltevuuskulmalla  $\theta = 45^\circ$  päästään raja-arvoon, jolloin leikkausraudoituksen lisääminen ei enää lisää poikkileikkauksen leikkauskestävyyttä. Hakojen ja puristussauvojen kulmien määrittämisen jälkeen voidaan laskea poikkileikkaukseen vaadittava leikkausraudoitus. (By 211 2013, s.138-142)

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{zf_{ywd}(\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha} \quad (5.28)$$

$A_{sw}$  on leikkausraudoituksen poikkipinta-ala [ $\text{mm}^2$ ]

$s$  on hakojen välinen etäisyys [ $\text{mm}$ ]

$V_{Ed}$  on mitoittava leikkausvoima [ $\text{N}$ ]

$f_{ywd}$  on leikkausraudoituksen myötölujuus [ $\text{MPa}$ ]

$z$  on sisäinen momenttivarsi

$\theta$  on puristussauvan kulma

$\alpha$  on hakojen kulma pituusakseliin nähden

Leikkausraudoituksessa valitaan yleensä hakojen paksuudeksi väliltä 5–10 mm, tarvittaessa voidaan käyttää yli 10 mm halkaisijaltaan olevia teräksiä. Teräsbetonipalkeissa ja myös harkkorakennepalkeissa käytetään umpihakoja, jotka ovat kaksileikkeisiä tai yksileikkeisiä. Näiden hakojen muotojen valinta vaikuttaa leikkausraudoituksen poikkipintaalaan, joka taas vaikuttaa hakaväliin. Hakaväli voidaan ratkaista kaavasta 5.29. (By 211 2013, 138)

$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}}zf_{ywd}(\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha \quad (5.29)$$

Palkkia mitoittaessa tulee tutkia myös palkin uumassa vaikuttava puristusmurtokestävyys, joka voidaan laskea puristussauvan puristuskestävyyden avulla. Ennen kuin voidaan laskea puristussauvan puristuskestävyys, tulee puristussauvan puristuslujuutta pienentää pienennyskertoimella  $v$ , joka ottaa huomioon betonin halkeilun. (By 211 2013, s.142)



$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad (5.30)$$

Puristussauvan puristuskestävyys ja uumassa vaikuttavan puristumurtokestävyys voidaan laskea kaavalla 5.31. (By 211 2013, s.142)

$$V_{Rd,max} = \nu b_w z f_{cd} \cot \theta \sin \alpha \quad (5.31)$$

$b_w$  on uuman leveys kapeimmalta kohdalta, [mm]

Kaava 5.32 sievenee trigonometristen funktioiden säätöjen avulla muotoon:

$$V_{Rd,max} = \frac{\nu b_w z f_{cd}}{(\tan \theta + \cot \theta)} \quad (5.32)$$

Mikäli leikkausraudoitus halutaan asentaa palkin vinossa asennossa, kaava on silloin muotoa:

$$V_{Rd,max} = \nu b_w z f_{cd} \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad (5.33)$$

Poikkileikkauksessa vaikuttavan mitoittavan leikkausvoiman  $V_{Ed}$  tulee olla pienempi tai yhtä suuri kuin uumassa vaikuttava puristumurtokestävyys  $V_{Rd,max}$ . Mikäli tähän ehtoon ei päästä, voidaan tilannetta korjata esim. kasvattamalla poikkileikkauksen kokoa, betonin lujuutta tai suurentamalla kulmaa  $\theta$ . (By 211 2013, s.141-142)

Nyt voidaan määrittää vähimmäisleikkausraudoitus, joka lasketaan kaavasta 5.34.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,08 b_w \sin \alpha \left( \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \right) \quad (5.34)$$

Leikkausraudoitukselle on asetettu kaksi ehtoa, jotka leikkausraudoituksen tulee täyttää. Ensimmäinen ehto on leikkausraudoituksen vähimmäisarvo eli palkkiin tuleva vähimmäisleikkausraudoituksen määrä. Leikkausraudoituksen vähimmäisarvoa vastaava hakaväli lasketaan kaavasta 5.35. Toinen ehto on suurin sallittu hakaväli eli kuinka tiheään hakoja on oltava koko palkin matkalla. (By 211 2013, s.139)

Nyt voidaan selvittää kaavasta 5.35 leikkausraudoituksen vähimmäisarvoa vastaava hakaväli. (By 211 2013, s.139)

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0,08 b_w \sin \alpha} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.35)$$

Suurin sallittu hakojen jakoväli:

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (5.36)$$



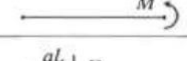

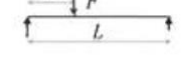

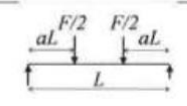

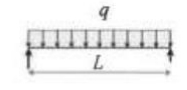

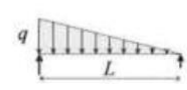

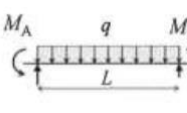
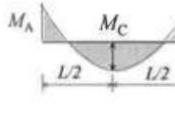
Kuten aikaisemmin mainittiin, harkkorakennepalkin mitoituksessa poikkileikkauksen leveys  $b$  on rajallinen. Jos aukon yläpuolisen muuriosan korkeus  $h$  on myöskin rajallinen, voidaan harkkomuurissa oleva aukko ylittää koko aukon yläpuolisen osan korvaavalla teräsbetonipalkilla. Mitoitus suoritetaan tavanomaiseen tapaan taivutus- ja leikkausrasituksia vastaan. On myös tarkistettava, että palkin tukipinta on riittävä ja taipuma sallituissa rajoissa.

### 5.3.3 Taipuma

Harkkorakenteinen palkki tulee mitoittaa niin, että sen kantokyky on riittävä ja muodonmuutokset käyttökuormilla pysyvät sallituissa rajoissa. Esimerkiksi tulee huomioida, että aukossa oleva ikkuna ottaa vastaan osan tai kokonaan taipumasta aiheutuvasta kuormasta. RIL 202-2011 ohjeiden mukaan, jos taulukossa 7.4.1 jännemitan ja tehollisen korkeuden sallitut enimmäisarvot täyttyvät, taipumia ei yleensä tarvitse laskea. Mikäli sallitut enimmäisarvot eivät täyty, voidaan taipuma laskea kaavasta 5.37.

$$a_M = KL^2 \frac{1}{r} = KL^2 \frac{M}{EI} \quad (5.37)$$

$K$	on palkin taipumakerroin (Kuva 27).
$L$	on palkin jänneväli, [mm]
$\frac{1}{r}$	on palkin kaarevuus maksimimomentin $M$ kohdalla
$EI$	on taivutusjäykkyys, [Nmm <sup>2</sup> ]

Kuormitus	Taivutusmomentti	Kerroin $K$
		$\frac{1}{8} = 0,125$
		$\frac{1}{9\sqrt{3}} = 0,0642$
		$\frac{1}{3}(a-a^2)$
		$0,125 - \frac{a^2}{6}$
		$\frac{5}{48} = 0,104$
		$0,102$
		$\frac{5}{48} \left( 1 + \frac{M_A + M_B}{M_C} \right)$ Momentit sijoitetaan merkkisääntöjen mukaan (+ tai -)

**Kuva 27.** Taipumakerroin  $K$  eri momenttijakaumille. (By 211 2013, s. 227)

Palkin taipumaan vaikuttaa myös betonin halkeilu ja kutistuma. Nämä kaksi asiaa tulee ottaa taipumalaskelmissa huomioon. Haljennut poikkileikkaus taipuu enemmän kuin halkeamaton. Betonin halkeilutilan vaikutus palkin taipumaan otetaan huomioon halkeiluasteella, joka voidaan laskea kaavalla 5.38. (By 211 2013, s. 223-230)

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2 \quad (5.38)$$

$\beta$  on kuormituksen keston ja toistuvuuden huomioon ottava kerroin

$\beta$  on 1,0, yksittäiselle lyhytaikaiselle kuormitukselle 0,5, toistuvalla tai pitkäaikaisella kuormituksella

$M_{cr}$  on halkeilumomentti [kNm]

$M_{Ek,max}$  on kuormitushistorian suurin momentti, joka lasketaan ominaiskuormien yhdistelmällä

Halkeiluaste huomioidaan interpoloimalla halkeilemattoman ja halkeilleen tilan kaarevuus kaavalla 5.39.

$$\frac{1}{r} = \zeta \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_I} \quad (5.39)$$

Halkeamattoman ja haljenneen tilan kaarevuus pitkäaikaisessa tilassa voidaan laskea kaavoilla 5.40 ja 5.41.

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_E}{E_{c,eff} r_{II}} \quad (5.40)$$

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_E}{E_{c,eff} r_I} \quad (5.41)$$

$M_E$  on taipumaa vastaava taivutusmomentti [kNm]

$E_{c,eff}$  on betonin tehollinen kimmokerroin [GPa]

$I_{II}$  on haljenneen tilan poikkileikkauksen jäyhyysmomentti pitkäaikaisessa

$I_I$  on halkeamattoman tilan poikkileikkauksen jäyhyysmomentti pitkäaikaisessa

Kuormituksen lisäksi taipumaa betonipalkissa aiheuttaa myös kutistuma. Palkin epäsymmetrisestä raudoituksesta johtuen, palkkiin syntyy kutistuman aiheuttamaa taipumaa. Palkkiin kutistumasta aiheutuva kaarevuus voidaan laskea kaavalla 5.42. (BY 211 2013, s. 231)

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (5.42)$$

$\varepsilon_{cs}$  on vapaata kutistumaa vastaava muodonmuutos

$\alpha_e$  on tehollinen kimmokerroinsuhde

$S$  on poikkileikkauksen staattinen momentti

$I$  on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

Staattisen momentin ja jäyhyysmomentin suhde interpoloidaan jäyhyysmomenttiin haljenneen ja halkeamattoman tilan yhdistelmällä, joka voidaan laskea kaavalla 5.43.

$$\frac{S}{I} = \zeta \frac{S_{II}}{I_{II}} + (1 - \zeta) \frac{S_I}{I_I} \quad (5.43)$$

Raudoituksen staattinen momentti haljenneessa ja halkeamattomassa tilassa lasketaan kaavoilla 5.46 ja 5.47. Ennen sitä tulee selvittää poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus pitkäaikaisessa, halkeamattomassa ja haljenneessa tilassa kaavoilla 5.44 ja 5.45.

$$\chi_I = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_{e,eff} - 1)A_s d}{bh + (\alpha_{e,eff} - 1)A_s} \quad (5.44)$$

$$\chi_{II} = d\rho\alpha_{e,eff}A_s \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho\alpha_{e,eff}}} \right) \quad (5.45)$$

$A_s$  on poikkileikkauksen taivutusraudoituksen ala [mm<sup>2</sup>]

$$\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (5.46)$$

$E_s$  on raudoituksen kimmokerroin [GPa]

$E_{c,eff}$  on betonin tehollinen kimmokerroin [GPa]

$$S_I = A_{s1}(d_1 - \chi_I) + A_{s2}(d_2 - \chi_I) \quad (5.47)$$

$$S_{II} = A_{s1}(d_1 - \chi_{II}) + A_{s2}(d_2 - \chi_{II}) \quad (5.48)$$

$A_{s1}$  on vetoraudoituksen pinta-ala [mm<sup>2</sup>]

$A_{s2}$  on puristusraudoituksen pinta-ala [mm<sup>2</sup>]

$d_1$  on vetoraudoituksen vastaava tehollinen korkeus [m]

$d_2$  on puristusraudoituksen vastaava tehollinen korkeus [m]

Nyt voidaan laskea kutistuman aiheuttaman taipuma kaavasta 5.49.

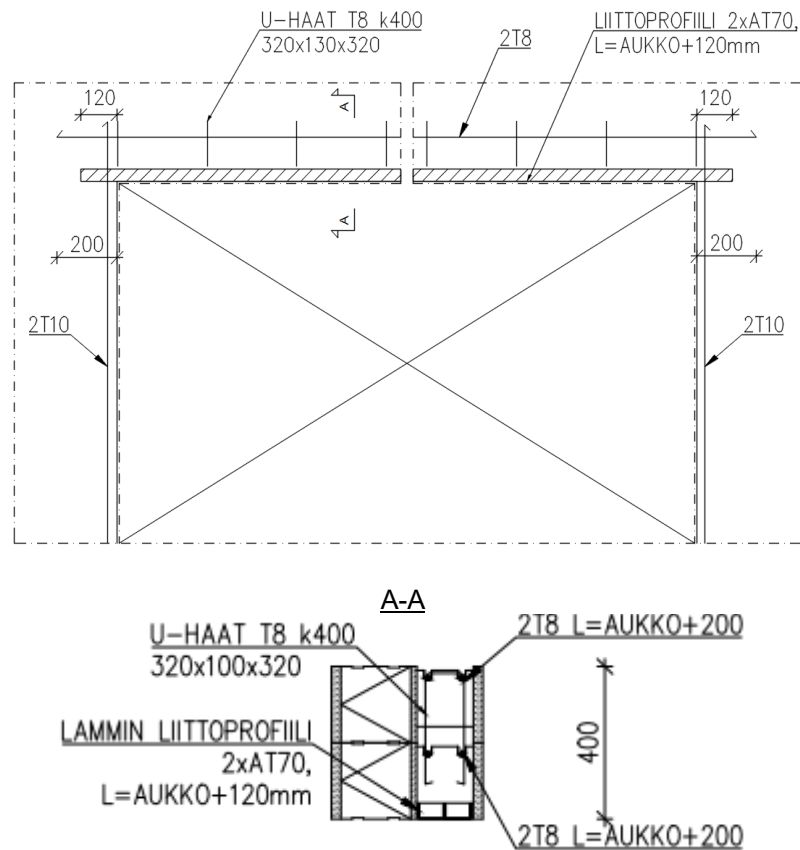
$$a_{cs} = K_{cs}L^2 \frac{1}{r_{cs}} \quad (5.49)$$

Kun kutistumisen aiheuttama taipuma  $a_{cs}$  on selvitetty ja siihen lisätään vielä kuormituksen aiheuttama taipuma  $a_M$ , saadaan palkin kokonaistaipuma. Lopuksi tarkistetaan, että saatu kokonaistaipuma on sallituissa taipumarajoissa. (BY 211 2013, s. 231)

$$a_{cs} + a_M \leq a_{sall} \quad (5.50)$$

### 5.3.4 Liittopalkki

Jos aukon yläpuolelle jää vain yksi harkkokivi ja harkkorakennepalkin mitoituksessa ei täytetä taivutusrasituksen, leikkausrasituksen tai taipuman sallittuja arvoja, apuun voidaan ottaa muototeräspalkki, joka toimii teräsbetonin kanssa liittorakenteena (Kuva 28). Palkin alareunaan asennetaan teräsprofiili, joka toimii vetoraudoitteena. Teräsprofiili kiinnittyy stanssattujen vaarnojen tartuntojen välityksellä valuun siten, että se muodostaa liittorakenteen yhdessä betonin kanssa (Kuva 28).



**Kuva 28.** Liittopalkki, muottiharkon alle asetettu teräслиittoprofiili.

Teräsprofiilia voidaan käyttää myös holvatus palkin alimpien harkkojen kannattamiseen. Mikäli aukon yläpuolelle jää vain yksi harkkokivi, yksinkertaisinta on kannattaa aukolle tulevat kuormat kokonaan teräsprofiililla, vaikkakin rakenne toimii liittorakenteena. Palkin alle tuleva teräsprofiili mitoitetetaan teräspalkkiohjeiden mukaan. Myös eri valmistajilta löytyy valmiita taulukoita, joissa on annettu liittopalkin kuormituskapasiteetin laskenta-arvot eri poikkileikkaukselle ja eri aukon leveyksille. Mikäli rakenne on alttiina syövyttävälle olosuhteille, tulee käytettävän teräksen olla korroosiosuojattua.

## 5.4 Maanpaineseinän mitoitus

Maanpaine kuormien laskemiseksi noudatetaan standardin SFS-EN 1997-1 ohjeita. Maanpaine seinän liikkuvuuden tai liikkumattomuuden perusteella jaetaan maanpaine joko lepopaineeksi  $p_0$ , aktiivi-  $p_a$  tai passiivipaineeksi  $p_p$ . Jos maanpaine seinien vierustäyttö on tehty kitkamaalajeilla, maanpaineena käytetään aktiivipainetta  $p_a$ . Kun kyseessä ovat jäykät siirtymättömät rakenteet, mitoitetetaan maanpaineen kuormat lepopaineelle. Tällaisia rakenteita ovat kellarien seinät ja kallioon kiinnitetyt rakenteet. (Rantamäki at al. 2008, s. 246)

RakMk B9:n (1993) ohjeiden mukaan maanpaineen määrittämiseksi voidaan käyttää aktiivipainetta, kun taas eurokoodistandardin (SFS-EN 1997-1 2014) kohtien 9.5.2 ja 9.5.3 ohjeiden perusteella on varmintä käyttää liikkumattoman maanpaineeseen mitoituskuormaa. Maanpaine lasketaan pysyväksi kuormaksi.

Kun maanpinta on vaakasuuntainen, lepopainekerroin  $K_0$  määritetään kaavasta 5.51. (RIL 207-2017, s. 161)

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{OCR} \quad (5.51)$$

$\varphi'$  on kitkakulma

$OCR$  on ylikonsolidoitumissuhde

Jääkauden vaikutuksesta Suomessa voi olla ylikonsolidoitunutta maata. Kun maahan ei ole kohdistunut voimia, jotka aiheuttavat konsolidaatiota, maa on konsolidoitunut täysin omasta painostaan. Suomessa tavallisesti ylikonsolidoitumissuhde  $OCR$  on 1. (RIL 157-1-1985 s. 110)

Nyt kaava 5.51 yksinkertaistuu muotoon:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \quad (5.52)$$

Maan lepopaine  $p_0$  määritetään kaavalla 5.53

$$p_0 = K_0 (\gamma z + q) \quad (5.53)$$

$\gamma$  on maan tilavuuspaino

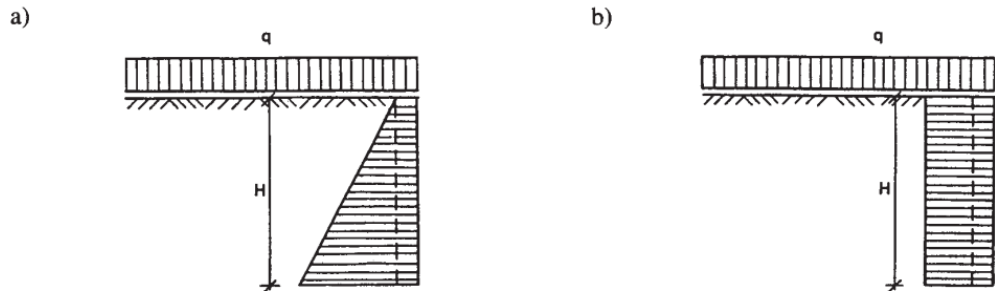
$z$  on rakenteen korkeus

$q$  on pintakuorma

Maanpaineeseen mitoituksessa tulee ottaa huomioon se, että suurin mitoituskuorma voi olla joko pelkän maan painon kuormitus tai pintakuorman ja maan painon yhdistelmä. Maanpaineen laskennan maaparametrit määritetään luotettavan pohjatutkimuksen avulla maakerroksittain tai muulla tavalla hankittujen luotettavien tietojen perusteella. (RIL 121-2004, s.104)

Maanpaineeseen syntyy maanpaineen ja ulkoisten kuormien aiheuttamista vaakakuormista taivutusmomentti. Ennen kuin taivutusmitoitus voidaan aloittaa, on määritettävä rakenteen mitoittava momentti. Tämän jälkeen voidaan laskea maanpaineeseen vaatima puristus- ja taivutusraudoitus. (BY 211-2 2014, s. 48-49)

RakMK B9:n mukaan muottiharkkorakenteiden maanpainetta laskeessa voidaan käyttää kuvan 29 mukaisia maanpaineen kuormitusjakaumia.



**Kuva 29. Maanpaine kuormien muodot. (RakMk B9 1993 s. 5)**

Vaakaraudoitetuissa maanpaineeseinissä maanpaineen aiheuttama kuorma voidaan olettaa jakautuvan tasaisesti koko seinälle (Kuva 29b). Ja taas pystyraudoitetuissa maanpaineeseinissä maanpaine kuormittaa kolmiokuormaa (Kuva 29a). Tällöin maksimimomentti voidaan laskea pystyraudoitetulle ja vaakaraudoitetulle seinälle kaavojen 5.54 ja 5.55 mukaan.

Pystyraudoitettu maanpaineeseinän maksimimomentti:

$$M_{p.max} = p_0 \frac{L^2}{9\sqrt{3}} \quad (5.54)$$

Vaakaraudoitettu maanpaineeseinän maksimimomentti:

$$M_{v.max} = p_0 \frac{L^2}{8} \quad (5.55)$$

Koska seinään kohdistuu sekä kolmiokuorma että tasainen kuorma, on ratkaistava momentin maksimikohta. Maksimikohta saadaan derivoimalla ja ratkaisemalla derivaatan nollakohta.

$$M_{mp}(x) = \frac{p_0 L x}{2} \left(1 - \frac{x}{L}\right) + \frac{q L x}{6} \left(1 - \frac{x^2}{L^2}\right) \quad (5.56)$$

Kaava 5.56 sievenee muotoon:

$$M_{mp}(x) = -\frac{q}{6L} x^3 - \frac{p_0}{2} x^2 + \left(\frac{p_0 L}{2} + \frac{qL}{6}\right) x \quad (5.57)$$

Derivoidaan momentin:

$$M_{mp}'(x) = -\frac{q}{2L} x^2 - p_0 x + \frac{p_0 L}{2} + \frac{qL}{6} \quad (5.58)$$

Kun momentin maksimikohta on saatu selville, voidaan ratkaista maksimimomentti sijoittamalla maksimikohdan arvo kaavaan 5.56.



Maanpaineisiin tulee mitoittaa puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutukselle. Betoni-seinä ottaa vastaan puristuksen ja kahden vierekkäisen teräksen voimapari ottaa vastaan momentin aiheuttaman taivutuksen. Puristettu rakenne mitoitetaan By 211:n (2013) mukaan. Puristetun rakenteen mitoitusmomentti voidaan laskea kaavasta 5.59.

$$M_{Ed} = M_{0ED} + M_2 \quad (5.59)$$

$M_{0ED}$  on ensimmäisen kertaluvun momentti

$M_2$  on toisen kertaluvun momentti

Ensimmäisen kertaluvun momentissa  $M_{0ED}$  huomioidaan sekä pystykuorman epäkeskeisyyden aiheuttama momentti, että vaakavoima. Ensimmäisen kertaluvun momentti  $M_{0ED}$  voidaan laskea kaavalla 5.60. (By 211 2013, s.133)

$$M_{0ED} = M_{mp} + N_{Ed}(e_0 + e_i) \quad (5.60)$$

$e_0$  on alkuepäkeskeisyys

$e_i$  on lisäepäkeskeisyys

Koska eurokoodin vähimmäisepäkeskeisyyksiä ei sovelleta, alkuepäkeskeisyys  $e_0 = 0$  mm. Lisäepäkeskeisyys  $e_i$  voidaan laskea kaavalla 5.61. (By 211 2013, s. 130)

$$e_i = \theta_i \frac{L_0}{2} \quad (5.61)$$

$L_0$  on nurjahduspituus [m]

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (5.62)$$

$$\theta_0 = \frac{1}{200} \quad (5.63)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}} \quad (5.64)$$

$L$  on seinän korkeus

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (5.65)$$

Toisen kertaluvun momentti voidaan laskea kaavalla 5.66. (By 211 2013, s. 128)

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.66)$$

$e_2$  on taipuma [mm]

Taipuma  $e_2$  saadaan kaavasta 5.67

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) \frac{L_0^2}{C} \quad (5.67)$$

$$C \approx \pi^2$$

$$\frac{1}{r} \quad \text{on kaarevuus}$$

Kaarevuus  $\frac{1}{r}$  saadaan kaavasta 5.68. (BY 211 2013, s.126-128)

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} \quad (5.68)$$

$$K_r = \left( \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \right) \leq 1 \quad (5.69)$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (5.70)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (5.71)$$

$A_s$  arvioitu raudoituksen kokonaisala

$A_c$  on betonipoikkileikkauksen ala (metriä kohden)

$n_{bal}$  0,4

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s 0.45d} \quad (5.72)$$

Muottiharkon kuoret voidaan ottaa huomioon betonipeitteen paksuudessa. Tehollinen korkeus  $d$  lasketaan betonivalun reunaan.

Muottiharkkoseinän poikkileikkauksen kestävyys riippuu siinä vallitsevista taivutus- ja normaalivoimarasituksista. Kuvassa 30 on esitetty näiden rasitusten yhteyttä poikkileikkauksen kestävyteen yhteisvaikutuskäyrässä. Mitoituskäyrästä käyttöä varten on selvitettävä suhteelliset voimasuureet  $\mu$  ja  $\eta$ . (By 211 2013, s.106)

Suhteellinen normaalivoima  $\eta$  voidaan laskea kaavalla (5.73)

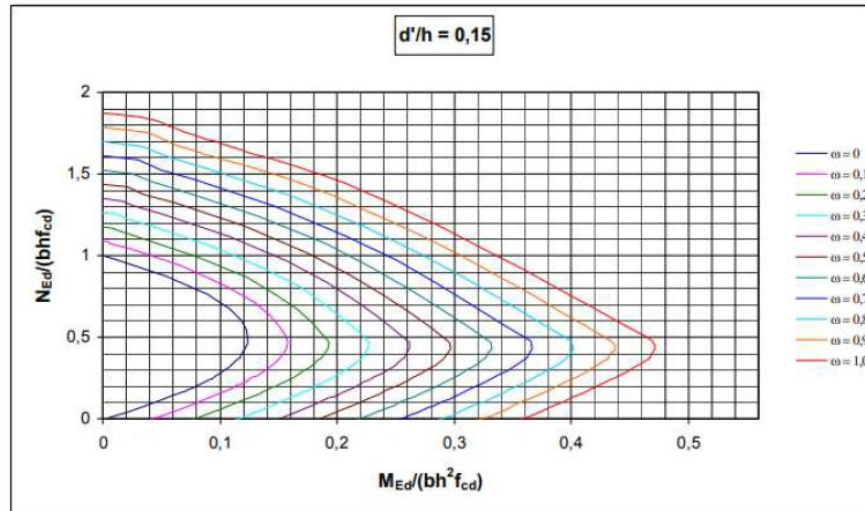
$$\eta = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}} \quad (5.73)$$

Suhteellinen momentti  $\mu$  voidaan laskea kaavalla (5.74)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b h^2 f_{cd}} \quad (5.74)$$

Mitoituskäyrästä valintaan vaikuttaa raudoituksen keskiöetäisyys  $d'$  ja siitä riippuva muuttuja  $d'/h$ . Mitoituskäyrästäksi valitaan sellainen käyrä, jossa  $d'/h$  on suurempi

kuin mitoitettavassa seinässä tai pilarissa. Kun muuttuja  $d'/h$  on selvillä, raudoitussuhteen arvo voidaan lukea mitoituskäyrästä. Kun kaikki vaadittavat muuttujat on selvitetty mitoituskäyrästä, voidaan tämän jälkeen laskea vaadittu rauditusala kaavasta 5.75. (By 211 2013, s.107)



**Kuva 30.** Pystyrakenteen mitoituskäyrä, kun  $d'/h$ -suhde on 0,15 (Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 5. Pilarit).

$$A_{s,vaad} = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.75)$$

$\omega$  Kuvasta 30 mitoituskäyrästä saatu arvo

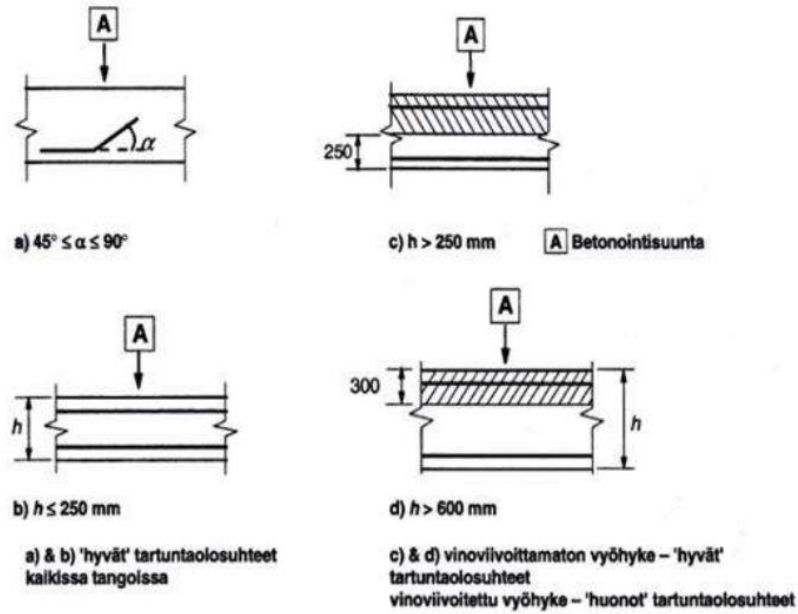
Leikkauskestävyys voidaan määrittää samalla tavalla kuin kohdassa 5.3.2

## 5.5 Teräksen ankkurointi

Harkkorakenteita mitoitettaessa raudoitustangot tulee ankkuroida siten, että voimat pääsevät siirtymään luotettavasti raudoitukselta betonille. Rakenteen teräksen ankkuroituminen perustuu leikkausjännitykseen, joka muodostuu betonin ja teräksen välille. Edellä mainittua jännitystä kutsutaan tartuntajännitykseksi. Mitoitettaessa ankkurointipituutta oletetaan, että tartuntajännitys jakautuu tasaisesti ankkuroitavan tangon vaippapinnalle koko ankkurointimatkan pituudelta. Tosiasiassa tartuntajännitys ei ole tasainen raudoituksen ankkurointimatkalla vaan vaihtelee tangon kuormituksen mukaan. (By 211 2013, s.153; By 210 2008, s.463)

Tartuntalujuuden kannalta merkittävin tekijä on tangon pinnan laatu, esimerkkinä kuvioidut tai harjamuotoiset teräkset, joilla on eniten tartuntapinta-alaa betoniin. Teräsharjojen muoto ja jakoväli vaikuttavat ankkurointiominaisuuksien lisäksi sekä teräksen väsymislujuuteen että taivutettavuuteen. Harjatangossa sen suhteellisella harja-alalla on

määräävä tekijä ankkurointi- ja tartuntaominaisuuksille ja sen avulla teräkset luokitellaan sileiksi tai harjatangoiksi. Raudoitteen sijainti ja asento valusuuntaan nähden vaikuttavat merkittävästi ankkurointiin. Ankkurointiin vaikuttavat myös poikittainen jännitys terästangon ympärillä, tangon halkaisija, betonin ominaisuus, betonipeitepaksuus ja tankojen etäisyydet toisistaan. Eurokoodin mukaan tartuntaolosuhteet on jaettu neljään eri olosuhteeseen (Kuva 31). (By 211 2013, s.153; By 210 2008, s. 463)



**Kuva 31.** Tartuntaolosuhteet terästangoille. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015)

Betonissa teräksen ankkurointikyky on verrannollinen tangon nimellisellä vaippapinnalla vaikuttavaan tartuntalujuuteen  $f_{bd}$ . Harjateräksen tartuntalujuuden mitoitusarvo voidaan laskea kaavalla 5.76. (By 211 2013, s.154)

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (5.76)$$

$\eta_1$  on tartuntaolosuhteista riippuva kerroin (on 1,0 kun saavutetaan hyvät tartuntaolosuhteet ja 0,7 kaikissa muissa tapauksissa)

$\eta_2$  riippuu terästangon halkaisijasta 1,0 kun  $\phi \leq 32 \text{ mm}$  ( $32-\phi$ )/100 kun  $\phi \geq 32 \text{ mm}$

$f_{ctd}$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo (saa käyttää enintään lujuusluokkaa C60/75 vastaavaa vetolujuutta) [MPa]

Vastaavasti ankkuroituva voima ankkurointialueella voidaan laskea kaavasta 5.77. (By 211 2013, s.153)

$$F_{bd} = u_s l_b f_{bd} \quad (5.77)$$

$u_s$  on tangon ympärysmitta [mm]

$l_b$  on mitoitusarvo ankkurointipituudelle [mm]

Ankkurointimitoituksen tarkoituksena on osoittaa, että ankkurointivoima  $F_{bd}$  on suurempi tai yhtä suuri kuin ankkuroitava voima  $F_{Ed}$ .

Ankkuroitava voima voidaan laskea kaavalla 5.78. (By 211 2013, s.152)

$$F_{Ed} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (5.78)$$

$V_{Ed}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo [kN]

$\theta$  on puristuspaarteen kaltevuus

$\alpha$  on leikkausraudoituksen kaltevuus

Ankkuripituuden laskeminen aloitetaan ankkurointipituuden perusarvon laskemisella.

Ankkurointipituuden perusarvo  $l_{b,rqd}$  voidaan laskea kaavalla 5.79. (By 211 2013, s.155)

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$\emptyset$  on tankopaksuus [mm]

Tangossa vallitseva normaalijännitys lasketaan kaavalla 5.80.

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s} \quad (5.80)$$

Mikäli ankkurointipituuden perusarvo ei riitä tarpeeksi suuren ankkurointivoiman aikaansaamiseen, ankkurointipituutta voidaan pienentää taulukossa 10 esitetyillä  $\alpha$ -kertoimilla.

Ankkurointipituuden mitoitusarvo  $l_{bd}$  voidaan laskea kaavasta 5.81 ja kaikki tangot on ankkuroitava vähintään ankkurointipituuden minimiarvon  $l_{b,min}$  verran. Vetovoimaa ankkuroitaessa minimiarvo saadaan kaavasta 5.82 ja puristusvoimaa ankkuroitaessa minimiarvo kaavasta 5.83. (By 211 2013, s.155-157)

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (5.81)$$

$l_{b,rqd}$  on ankkurointipituuden perusarvo [mm]

$\alpha_1 \dots \alpha_5$  ovat ankkurointipituuden pienennyskertoimia (Taulukko 10)

Vetorausdoitukselle ankkurointipituuden vähimmäisarvo voidaan laskea kaavasta 5.82. (By 211 2013, s. 157)

$$l_{b,min} \geq \max \{0,3 l_{b,rqd}; 10 \emptyset; 100mm\} \quad (5.82)$$

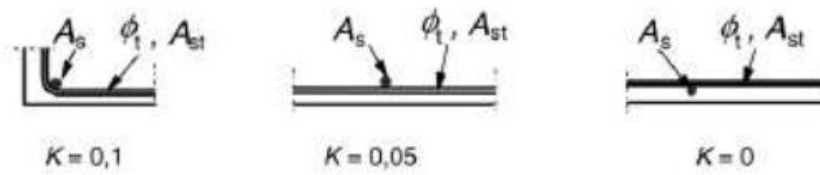
Puristusraudoitukselle ankkurointipituuden vähimmäisarvo saadaan kaavasta 5.83. (By 211 2013, s. 157)

$$l_{b,min} \geq \max \{0,6 l_{b,rqd}; 10 \varnothing; 100mm\} \quad (5.83)$$

Lopuksi tarkastetaan ankkurointipituuden riittävyys niin, että ankkurointipituus on suurempi kuin ankkurointipituuden mitoitusarvo. (By 211 2013, s. 155-157)

$$l_b > l_{bd} \quad (5.84)$$

Poikittaisraudoituksesta johtuvan pienennyskertoimen laskennassa käytettävä K-arvo saadaan kuvasta 32. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, s. 134-135)



**Kuva 32.** K-arvon määrittäminen. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, s. 135)

**Taulukko 10.** Pienennyskertoimien  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$  arvot. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, s.135)

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan $c_d$ arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan $c_d$ arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraidoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraidoitus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	–
missä $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$ $\Sigma A_{st}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$ $\Sigma A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäisarvo $= 0,25 A_s$ palkkeilla ja 0 laatoilla $A_s$ yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala $K$ kuvan 8.4 arvot $p$ poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$ .			
* Ks. myös kohtaa 8.6: Valittomilla tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvona $l_{bd}$ voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalta.			

Jos tanko ei mahdu ankkuroitumaan rakenteeseen suorana tai suoran tangon ankkurointi ei ole riittävä esimerkiksi kahden seinän välisessä liitoksessa, joudutaan käyttämään taivutettuja hakoja, koukkuja ja lenkkejä. Taivutetuilla teräksillä tai koukuilla ei kuitenkaan pystytä parantamaan puristusvoiman ankkurointia. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, s.132)

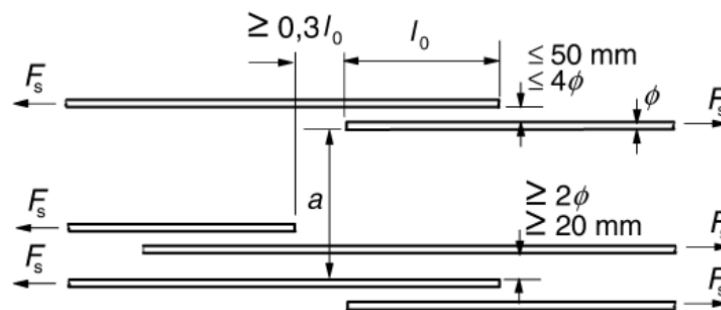
## 5.6 Jatkospituus

Harkkorakenteita raudoitettaessa teräkseen kohdistuvia voimia joudutaan usein siirtämään terästangolta toiselle joko niitä limittämällä, käyttämällä koukkuja ja taivutuksia tai tankoja hitsaamalla. Jossain tapauksessa joudutaan myöskin käyttämään raudoitusjatkoksia, jotka ovat erikoisliitoksia. Raudoitusjatkoksella varmistetaan, että rakenteen

veto- tai puristusvoimien siirtyminen ovat mahdollisia. Koska staattisilla kuormilla liitoksen vahvuus vastaa ehjää tankoa, voidaan betoniterästen kapasiteettia ja pituutta hyödyntää samassa poikkileikkauksessa. Raudoitusjatkosten käyttö ei kuitenkaan ole aina työteknisistä ja kustannussyistä mahdollista. (By 211 2013)

Teräksen limijatkoksessa voimat siirtyvät ensin tartuntana terästangolta betonille. Kun ensimmäisen tangon voimat ovat siirtyneet betoniin, toinen tanko ottaa vastaan tartunnan kautta vastaavan voiman. Suunniteltaessa limijatkoksia on rakennesuunnittelijan varmistettava, että voimat pääsevät siirtymään terästangolta toiselle ja että betoni ei lohkeile limijatkosten alueella. Limijatkoksia ei tule sijoittaa kohtiin, joissa terästen jännitystila on korkea tai momenttiarvo suuri. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, s. 137)

Limijatkoksissa terästangot tulee sijoittaa siten, että niiden vapaa väli ei ole suurempi kuin neljä kertaa teräksen halkaisija  $\phi$  tai 50 mm. Jos vapaa väli ei ole edellä mainittujen ehtojen mukainen, jatkospituutta kasvatetaan vapaan välin verran. Standardin ohjeen mukaan kahden vierekkäisen limijatkoksen välillä niiden pituussuuntaisen etäisyyden tulee olla vähintään  $0,3 l_0$ , missä  $l_0$  on jatkospituuden mitoitusarvo. Myös kahden vierekkäin sijaitsevien limijatkosten vapaan välin on oltava vähintään kaksi kertaa tangon halkaisija  $\phi$  tai 20 mm (Kuva 33). (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, s.137-138)



**Kuva 33.** Vapaiden välien vaatimukset vierekkäisille limijatkoksille. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, s. 138)

Jatkospituuden mitoitusarvo  $l_0$  voidaan laskea kaavasta 5.85. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1 2015, s.138)

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (5.85)$$

$l_{b,rqd}$  on ankkurointipituuden perusarvo

$l_{0,min}$  on jatkospituuden minimiarvo, joka lasketaan kaavasta 5.86

$\alpha_6$  on  $(\rho_1/25)^{0.5}$  vähintään 1,0, mutta enintään 1,5 (taulukko 10)



$\rho_1$  on raudoituksen prosenttiosuus, jossa jatkos sijaitsee tarkasteltavan poikkileikkauksen alueella

$$l_{0,min} \geq \max \{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15 \emptyset; 200mm\} \quad (5.86)$$

**Taulukko 11.** Pienennyskerroimen  $\alpha_6$  arvot. (SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1. 2015 138)

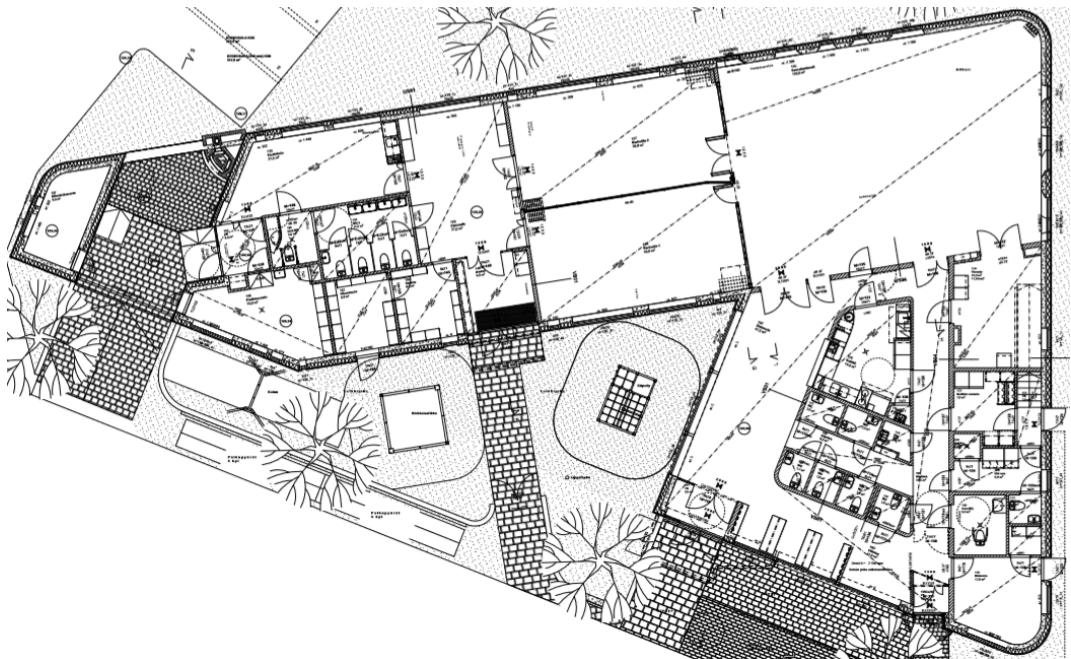
Limijatkettujen tankojen suhteellinen osuus poikkileikkauksen tankojen kokonaisalasta	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
$\alpha_6$	1	1,15	1,4	1,5
HUOM. Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti.				

Raudoituksen yleisohjeen mukaan yksinkertaisuuden ja selkeyden vuoksi jatkospituuden mitoitusarvon merkinnän  $l_0$  sijasta käytetään kirjainlyhennettä JP (jatkospituus).

## 6. CASE-KOHDE

### 6.1 Yleistä

Tämän työn case-kohteena oli Lempäälän Sääksjärven seurakunnan harkkorakenteisen seurakuntatalon rakennesuunnittelu. Seurakuntatalon rakentamista varten tontille on kaavoitettu seurakunnalliselle rakentamiselle 550 k-m<sup>2</sup> rakennusoikeutta. Kohteen pää- ja arkkitehtisuunnittelusta vastaa Arkkitehtitoimisto Lasse Kosunen Oy. Rakennus on suunniteltu asemakaavan mukaisesti siten, että siinä on yksi iso seurakuntasali, kaksi kerhohuonetta, keittiö, varasto, kylmä ullakko, oma ilmanvaihtokonehuone ja takkatila (Kuva 34). Rakennus on suunniteltu paloluokkaan P2.



**Kuva 34.** Sääksjärven seurakuntakodin pohjapiirustus. (Arkkitehtitoimisto Lasse Kosunen Oy)

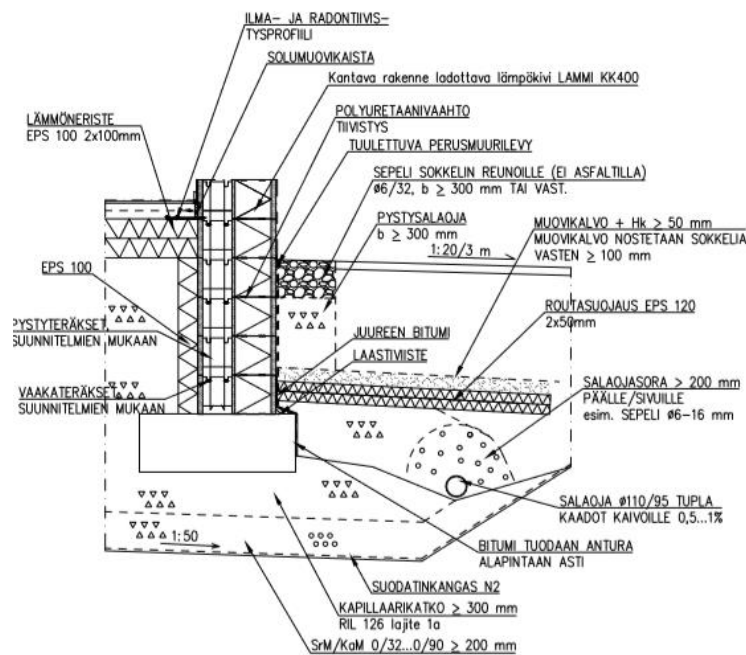
Rakennuksen ulkovaippa on lämpöeristettyä muottiharkkoa, joka rapataan sisä- ja ulkopinnoiltaan. Kantavat rakenteet ovat pääosin valuharkkoa ja kaikki kevyet väliseinät ovat kivrakenteisia. Välipohjana on paikallavalettu teräsbetonilaatta, joka on tuettuna kantavalla seinällä. Piha-alueelle suunniteltiin noin kahden metrin korkuinen ja 20 metriä pitkä maanpaineseinä autoliikennejärjestelyjä varten. Maanpaineseinän mitoituksessa käytettiin avuksi geosuunnittelijan antamia maan geoteknisiä lähtöarvoja. Rakenteet suunniteltiin arkkitehdin suunnitelmien pohjalta ottaen huomioon talotekniikan kulkureitit ja niiden vaatimat läpiviennit rakenteisiin.

Suunniteltaessa rakenteita laskelmissa huomioitiin, että kuormien ominaisarvot täyttävät standardin SFS-EN 1991 eri osissa esitettyt vähimmäisarvot. Kuormien mitoitusarvojen määrittäminen ja kuormien yhdistely tehtiin standardin (SFS-EN 1990-1-1 2016) mukaan. Maanpaine-kuormien määrittämisessä noudatettiin standardia SFS-EN 1997-1.

Seurakuntakodin kaikille rakenneosille laskettiin sekä murtorajatilan, että käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät.

## 6.2 Alapohja

Kohteen perustustyyppiä valittiin paikalla valettu teräsbetoniantura ja maanvarainen laattaperustus. Tällainen perustus soveltuu parhaiten sellaiseen rakennuspaikkaan, jossa maaston korkeuserot ovat enintään 0,5 m. Kohteen sokkeli suunniteltiin Lammin Betoni Oy:n lämpöharkosta KK400. Sokkelit mitoitettiin sekä leikkaukselle että taivutukselle.



**Kuva 35. Rakenneleikkaus, rakennuksen veden- ja kosteudeneristysohjeet.**

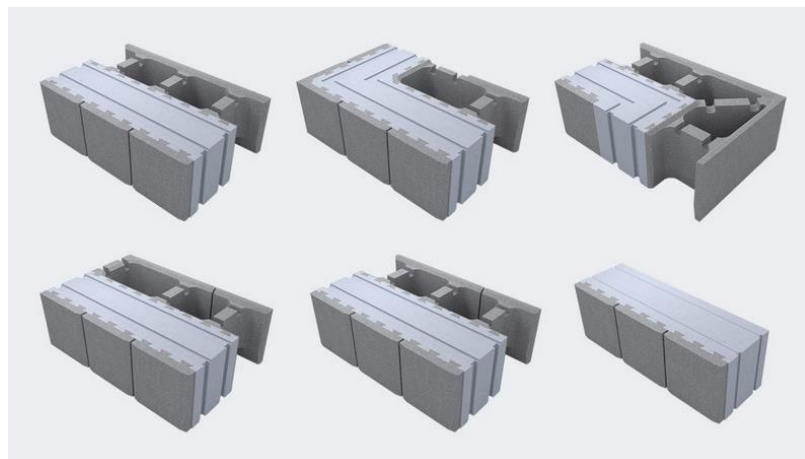
Lämpimistä sisätiloista ulos siirtyvä lämpö voi maanvaraisen laattaperustuksen tapauksessa kulkea laatan ja sokkelin kautta ulos. Myös kylmäsilta laatan ja perusmuurin välillä on mahdollinen. Lämpövirta ja kylmäsilta katkaistiin sijoittamalla laatan alle ja sokkelin sisäpuolelle maata vasten lämmöneristys (Kuva 35 ja Kuva 37). Alapohjan suunnittelussa huomioitiin myös routiminen käyttämällä routasuojasta. Routaeristeen vähimmäisleveys lämpimien ja kylmien tilojen kohdalla riippuu lähinnä perusmuurista ja sen

syvyydestä. Tässä kohteessa lämpimän rakenteen viereen asetettiin 0,6 -1,2 m levyinen ja kylmän rakenteen viereen 1,2 - 2,0 m levyinen routasuojaus. Routaeristeen paksuus riippuu perustusten syvyydestä maapinnasta. Mitä syvemmälle perustukset viedään, sitä pienempi routaeristyspaksuus tarvitaan. Routasuojaussuunnittelussa käytettiin RIL 261-2013 (Routasuojaus - rakennukset ja infrarakenteet) ohjeita.

Kosteuden haittavaikutukset eliminoitiin sopiviin paikkoihin sijoitetuilla tiiviillä eristyksillä. Kosteuden kulku perusmuurista ylärakenteisiin katkaistiin bitumihuopa- ja muovikalvoeristyksillä. Maanvaraisessa laattassa ei yleensä tarvita kosteussulkua, sillä kapillaari-kerros (karkea hiekka, sora tai sepeli) katkaisee veden nousun laatan alapintaan (Kuva 35). Myös itse laatta on tiivis ja pidättää maahuokosissa olevan vesihöyryn. Suunnitelmissa huomioitiin myös radon suojaus.

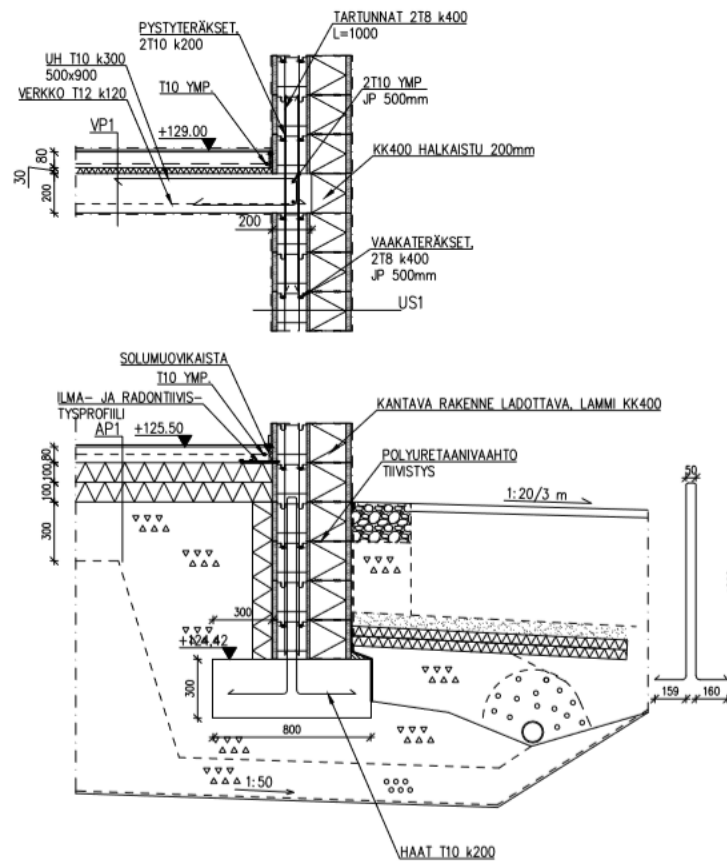
### 6.3 Pystyrakenteet

Ulkoseinän ja pilarin rakenteeksi on valittu yhdessä arkkitehdin ja tilaajan kanssa Lammin Betoni Oy:n lämpöharkko KK 400, joka täyttää U-arvo vaatimuksen  $0,17 \text{ W/m}^2\text{K}$  sekä  $R_w^*$  ääneneristävyys 56 dB vaatimukset. Lammi kuorikiven erinomaisuus piilee sen innovatiivisessa ulkokuorirakenteessa. Ulkokuorena ja rappausalustana toimii 200 x 200 mm ruutuihin jaettu 25 mm paksu mallisuojuattu betonikuori (Kuva 36). Muut tyypilliset lämpöharkot koostuvat kolmesta kerroksesta: betoni, eriste ja betoni. Valittu ulkoseinärakenne mahdollistaa erilaiset ulkoeristykset, mitä arkkitehti on käyttänytkin hyödyksi. Ulkoseinät ja pilarit pinnoitetaan ulkopuolelta kaksi- tai kolmikerrosrappauksella.



**Kuva 36.** Lammin Betoni Oy:n lämpöharkko KK400. (Lammin Betoni Oy)

Ulkoseinät mitoitettiin sekä taivutukselle että puristukselle. Kohteen ulkoseiniin kohdistuvat kuormitukset olivat suuret, kuormitus epäkeskeistä ja rakenteet hoikkia, jolloin seinät jouduttiin mitoittamaan raudoitettuina. Ulkoseinärakenteisiin asetettiin sekä vaaka-että pystyteräksiä.



**Kuva 37.** Rakenneleikkaus perustus, alapohja ja ulkoseinä.

Muottiharkkorakenteen käyttö pientalon väliseinissä tulee kysymykseen erityisesti silloin, kun seinälle asetetaan erityisiä ääneneristävyys-, palon- tai kosteudenkestovaatimuksia. Kohteen kaikki väliseinät suunniteltiin muottiharkkoista, osa kantavana ja osa kevyinä. Kantavat väliseinät suunniteltiin muottiharkkoista, jotka ladotaan, raudoitetaan ja valetaan. Kantavat seinät mitoitettiin ulkoseinien tavoin taivutukselle ja puristukselle. Kevyet väliseinät suunniteltiin 100 mm leveällä harkolla, joka muurataan ohutsaumalaastilla.

Rakennukseen vaikuttavat vaakakuormat, jotka ovat peräisin tuulesta tai rakenteiden mitta mittaepätarkkuuksista, johdetaan perustuksille hyödyntäen betonipieliseinien jäykkyttä. Rakennuksen muodon takia jäykistys toimii eri tavoilla riippuen rakennukseen kohdistuvan vaakakuormituksen suunnasta. Rakennuksen seinien sivumitat ovat pitkiä ja vaakakuormien vaikutus suuri, jolloin seinät joudutaan jäykistämään. Rakennuksen jäykistys perustuu rakennuksen pitkällä sivuilla sijaitseviin mastopieliseiniin. Myös välipohja otettiin huomioon seinien jäykistyksessä. Välipohja mitoitettiin siten, että se ottaa seinään kohdistuvat vaakakuormat ja siirtää ne seinälinjalta toiselle. Kuormituksen vaikuttaessa rakennuksen sisäänkäyntisivun suunnassa, jakautuu rakennuksen pätyyn kohdistuva tuulenpaine kolmelle pilarille. Keskimäinen pilari toimii erillisenä mastopilariina, joka ei vastaanota vaakakuormia seinärakenteilta. Reunapilarit jakavat vaakakuormia palkkien välityksellä myös seuraaville rakenteille.





## 7. YHTEENVETO

Diplomityön yksi päätavoitteista oli tutkia muottiharkkorakenteiden olennaisia ominaisuuksia ja niiden vaikutuksia rakennuksiin huomioiden Suomen sääolosuhteet ja erilaiset määräykset. Työn toinen päätavoite oli muottiharkkorakenteiden mitoitus pääosin rakentamismääräyskokoelman B-sarjan, nykymääräysten ja standardien mukaan. Työn kolmas tavoite oli muottiharkkorakenteisen seurakuntakodin rakennesuunnitelmien laatiminen, huomioiden arkkitehdin asettamat toiveet, talotekniikan kulkureitit ja niiden vaatimat läpiviennit rakenteissa.

Muottiharkkorakenteen mitoitus nojautuu pääosin rakentamismääräyskokoelman B-sarjaan. Suomen rakentamismääräyskokoelman B-sarjassa on paljon epäselviä kohtia ja kaikki ohjeet eivät vaikuta yksiselitteisiltä. Tämä voi johtua siitä, että B-sarja ei ole valmistunut niin hyvissä ajoin kuin olisi toivottu, jotta sitä olisi ehditty muuttamaan ja parantamaan. B-sarjan epäselvyys vaikeuttaa eurokoodien soveltamista huomattavasti. Jää nähtäväksi missä määrin se tulee vielä muuttumaan ja minkälaisia parannuksia B-sarjaan tehdään.

Muottiharkkorakentaminen on varsin vähäistä verrattuna esimerkiksi puu-, teräs ja betonirakentamiseen. Tämä voi johtua osittain siitä, että suunnitteluohjeita muottiharkkorakenteista on vähän tai ne ovat puutteellisia. Muottiharkkorakenteiden mitoitusyhteydessä on ollut kiinnostavaa verrata keskenään eurokoodeja ja vanhoja normeja. Mitoituksen aikana huomattiin, että uusissa normeissa on merkittävää monimutkaistumista. Esimerkiksi saman rakenteen mitoitus eurokoodien ohjeiden mukaan vaatii moninkertaisesti aikaa ja vaivaa. Vaikkakin tarkemmilla laskelmilla päästäänkin tarkempiin tuloksiin, mutta missä määrin tälle on tarvetta? Varsinkin kun muottiharkkoja käytetään kohteisiin, joissa kuormat eivät ole suuria, kuten pientalot ja muut pienehköt kohteet. Tällaisissa kohteissa tuskin voidaan saavuttaa merkittäviä säästöjä rakenteita optimoimalla.

Muottiharkkorakenteita mitoittaessa huomattiin, miten vaikeaa on varmistaa, että kaikki B9:ssä ja By 211:ssä esitetyt vaatimukset täyttyvät. Myös normien oikeasta tulkinnasta oli hankala saada varmuutta. Mitoituksessa huomattiin, että vaikka vanhojen määräysten mukaisilla menetelmillä lopputulokset ovatkin epätarkkoja, lopulta tulokset ovat aivan riittävän tarkkoja. Lopputuloksia vertailemalla huomattiin, että vanhojen ja uusien määräysten mukaiset laskentatulokset ovat hyvin lähellä toisiaan. Vaativat ja eritysrakentamisen asemassa olevat rakenteet edellyttävät sekä suunnittelijoilta, että toteuttajilta laaja-



alaista rakennustekniikan hallintaa. Jotta muottiharkkorakentamisesta saadaan jalostettua kannattavaa ja kestäväää rakentamistoimintaa, tulee suunnittelijoiden ja urakoitsijoiden erikoistua harkkorakentamiseen. Myös normeihin ja rakennusmääräyskokoelman B-sarjaan on tultava parannuksia, jotta rakenteiden mitoitus olisi sujuvampaa ja varmempaa. Esimerkkejä voidaan hakea Ruotsista ja Tanskasta, joissa harkkorakenteille on tehty lukuisia tutkimuksia ja kokeita. Normien ja rakennusmääräyskokoelman B-sarjan parantaminen kehittäisi suunnittelijoiden ja urakoitsijoiden osaamista. Näin säästettäisiin aikaa ja välttyttäisiin turhilta suunnitteluvirheiltä.

# LÄHTEET

Betoniteollisuus. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 5: Pilarit. Saatavissa: [http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_5\\_Pilarit.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_5_Pilarit.pdf). Hakupäivä 8.8.2019.

Björkholtz, D. 1987. Lämpö ja kosteus, rakennusfysiikka. Helsinki: Rakentajain Kustannus Oy.

By 46.2005. Rappauskirja. Helsinki: Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

By 210. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

By 211. 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja - Osa 1. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.

By 211. 2014. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja - Osa 2. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.

ISO 717-1. 1996. Acoustics – Rating of sound insulation in buildings and of building elements – Part 1: Airborne sound insulation. Genève, International Organization for Standardization.

Harkkotalon paloturvallisuus 2019. Saatavilla 10.9.2019: <https://harkkokivitalo.fi/rakennesuunnittelu/harkkotalon-paloturvallisuus/>

Lahdensivu, J. 2010. Julkisivujen ja parvekkeiden kestävyys muuttuvassa ilmastossa. Helsinki. Ympäristöministeriö. Rakennetun ympäristön osasto.

Lammin Betoni Oy. 2011. Ladottavien muottiharkkojen suunnitteluohjeet. Luettu 21.4.2019. [http://www.lamminbetoni.fi/documents/10228/20026/mhsuun\\_vihko.pdf/c3ab92a2-5916-460f-af33-a59a9c424ad8](http://www.lamminbetoni.fi/documents/10228/20026/mhsuun_vihko.pdf/c3ab92a2-5916-460f-af33-a59a9c424ad8)

Lammin Betoni Oy. 2013. Lammi-lämpökivien LL500, LL400 & EMH300 suunnitteluohjeet. Luettu 31.3.2019. <http://www.lamminbetoni.fi/documents/10228/20026/L%C3%A4mp%C3%B6kivet+suunnitteluohje+2013.pdf/a73c51b8-8c34-4d6e-a8c8-3ee88efe1ce5>

Palolahti, T & Mittaviiva Oy. 2011. Pienrakentajan betoniopas. Tampere. Betoniteollisuus ry

Petrow, S & Kaskiari, T. 2016. Kevytsoraharkot ja betoniharkot käsikirja. Helsinki. Betoniteollisuus ry.

RakMK B9. 1993. Betoniharkkorakenteet. Suomen rakentamismääräyskokoelman osa B9. Ympäristöministeriö.

RIL 201-1-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. 2011. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 201-1-2017. 2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 201-4-2017. 2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 202-2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje. Eurokoodi Suomen rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 207-2017. 2017. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RT 07-11195. 2016. Rakennustarvikkeiden ainetiheyksiä ja tavarakuormia. Rakennustieto Oy. Saatavissa: <https://www.rakennustieto.fi/kortistot/rt/kotit/11195>. (viitattu 20.9.2019)

SFS-EN 1990-1-1+NA. 2016. Eurokoodi 0. Suomen kansallinen liite, Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Ympäristöministeriö.

SFS-EN 1991-1-3 + AC + A1. 2015. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Lumi-kuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto

SFS-EN 1991-1-3 + NA. 2016. Eurokoodi 1. Suomen kansallinen liite, Rakenteiden kuormat, Lumikuormat. Helsinki: Ympäristöministeriö

SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1. 2011. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Tuulikuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto

SFS-EN 1991-1-4 + NA. 2016. Eurokoodi 1. Suomen kansallinen liite, Rakenteiden kuormat, Tuulikuormat. Helsinki: Ympäristöministeriö.

SFS-EN 1992-1-1 + AC + A1. 2015. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto

SFS-EN 1992-1-1 + NA. 2016. Eurokoodi 2. Suomen kansallinen liite. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Ympäristöministeriö.

SFS-EN 1992-1-2 + AC. 2005. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Suomen Standardisoimisliitto

SFS-EN 15435. 2008. Betonivalmisosat. Muottiharkot normaalipainoisesta ja kevytkiviainesbetonista. Tuoteominaisuudet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1997-1. 2014. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS

Siikanen, Unto 1996. Rakennusfysiikka. Perusteet ja sovellukset. Helsinki: Rakennustieto.

Torikka, O. Hyypöläinen, T. Mattila, J. Lindberg, R. 1999. Kosteusvauriokorjauksen laadunvarmistus. Tampere: HKR-rakennuttaja.

Vinha, J. 2011a. RAK-33500 Rakennusfysiikka. Luentomoniste 2011 Osa 1. Tampereen teknillinen yliopisto/Rakennustekniikan laitos. 520 s.

Vinha, J. 2011b. RAK-33500 Rakennusfysiikka. Luentomoniste 2011 Osa 2. Tampereen teknillinen yliopisto/Rakennustekniikan laitos. 246 s.

Vinha, J. Valovirta, I., Korpi, M., Mikkilä, A+ & Käkelä, P. 2005. Rakennusmateriaalien rakennusfysikaaliset ominaisuudet lämpötilan ja suhteellisen kosteuden funktiona. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere. 101 s.+ 211 liitesivua.

## LIITEET

Liite 1. Case kohteen (Lempäälän Sääksjärven seurakuntakoti) Muottiharkkopalkin mitoitus, raudoittamattoman väliseinän mitoitus, maanpaineseinän mitoitus.

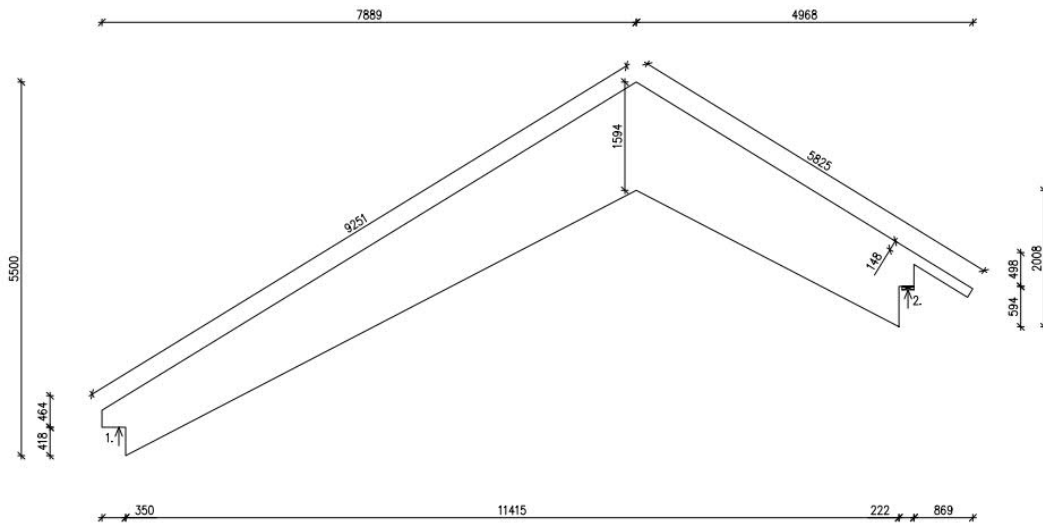
Liite 2. Case kohteen (Lempäälän Sääksjärven seurakuntakoti) pohjapiirustukset.

**Lumikuorma :**

Yläpohjan lumikuorma lasketaan standardin SFS-EN 1991-1-3 ja kansallisen liitteen mukaisesti sekä RIL 201-1-2017 mukaisia ohjeita.

Ominaislumikuorma maassa (Lempäälä):

$$s_k := 2.5 \frac{kN}{m^2}$$



Katon katlevuus ( $\approx 32^\circ$ ), tällöin:

$$\mu_1 := 0.8 \frac{(60 - 32)}{30} = 0.747$$

Tuulensuojaisuuskerroin:

$$C_e := 1.0$$

Lämpötilakerroin:

$$C_t := 1.0$$

Peruslumikuorma katolla:

$$s := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1.867 \frac{kN}{m^2}$$

**Esteiden aiheuttaman kinostumisen huomioiminen katolla :**

Kohteessa kahden vesikaton yhtymän (jiiri) kohdalla ilmenevä lumen kinostuminen on huomioitava korottamalla lumikuormaa.

Muotokerroin kinostuman alueella:

Lumen tilavuuspaino:

$$\gamma := 2.0 \frac{kN}{m^3}$$

Esteen korkeus  
(jiirin alapinta ja kattoristikon yläpinnan korko):

$$h := 2 \text{ m}$$

$$\mu_2 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.8 \leq \gamma \cdot \frac{h}{s_k} \leq 2.0 \\ \left\| \gamma \cdot \frac{h}{s_k} \right\| \\ \text{else if } 0.8 > \gamma \cdot \frac{h}{s_k} \\ \left\| 0.8 \right\| \\ \text{else if } \gamma \cdot \frac{h}{s_k} > 2.0 \\ \left\| 2.0 \right\| \end{array} \right\| = 1.6$$

Lumikuorma kinostuman alueella:

$$s_2 := \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 4 \frac{kN}{m^2}$$

Kinostumispituus:

$$l_s := 2 \cdot h = 4 \text{ m}$$

Kinostumista jiirin kohdalla tarvitse huomioida, muissa katon kohdalla käytetään lumikuorman perusarvoa katolla.

### Rakennuksen yläpohjan kuormat:

Peruslumikuorma katolla:  $Q_{k.s} := 2 \frac{kN}{m^2}$

Kattoristikoiden omapaino (ripustuksineen)  $G_{ristikko} := 1 \frac{kN}{m^2}$

Tuulikuorma katolle: (tuulen paine)  $Q_{k.w.1} := 0.35 \frac{kN}{m^2}$

Tuulikuorma katolle: (tuulen imu)  $Q_{k.w.2} := 0.7 \frac{kN}{m^2}$

Tuulikuorma seinälle: (tuulikuorma rakennuksen pitkälle sivulle)  $Q_{k.w.3} := 0.7 \frac{kN}{m^2}$

**Viivakuormat suorakidepalkille:**

Palkin jänneväli:

$$L_{palkki} := 6 \text{ m}$$

Pääkannattajien väli:

$$b := 11 \text{ m}$$

Palkin korkeus:

$$h_{palkki} := 600 \text{ mm}$$

Palkin leveys:

$$b_{palkki} := 200 \text{ mm}$$

Palkin omapaino(Muottiharkko):

$$G_{palkki} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{palkki} \cdot b_{palkki} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Yläpohjaan vaikuttavat kuormitukset:

$$Q_{k.s.t} := Q_{k.s} \cdot \frac{b}{2} = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{ristikko.t} := G_{ristikko} \cdot \frac{b}{2} = 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{k.w.1.t} := Q_{k.w.1} \cdot \frac{b}{2} = 1.925 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{k.w.2.t} := Q_{k.w.2} \cdot \frac{b}{2} = 3.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{k.w.3.t} := Q_{k.w.3} \cdot \frac{b}{2} = 3.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Mitoituksessa tarkasteltavat murtorajatilan kuormitusyhdistelmät:**

Seuraamusluokka: CC2

$$K_{FI} := 1.0$$

Yhdistelykertoimet:

$$\psi_{0.lumi} := 0.7$$

$$\psi_{1.lumi} := 0.4$$

$$\psi_{2.lumi} := 0.2$$

$$\psi_{0.tuuli} := 0.6$$

$$\psi_{1.tuuli} := 0.2$$

$$\psi_{2.tuuli} := 0$$

KT1:(yläpohjalta tulevat kuormat kaksinkertaisena)

$$P_{Ed.1m} := 1.35 \cdot K_{FI} \cdot (G_{palkki} + 2 \cdot G_{ristikko.t}) = 18.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

KT2:

$$P_{Ed.2m} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot (G_{palkki} + G_{ristikko.t}) + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k.s.t} \downarrow + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0.tuuli} \cdot Q_{k.w.1.t} = 27.318 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



KT3:

$$P_{Ed.3m} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot (G_{palkki} + G_{ristikko.t}) + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k.w.1.t} \downarrow = 23.523 \frac{kN}{m} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0.lumi} \cdot Q_{k.s.t}$$

KT4: (yläpohjalta tulevat kuormat kaksinkertaisena)

$$P_{Ed.4m} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{palkki} + 2 \cdot 1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{ristikko.t} + 2 \cdot 1.5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k.s.t} \downarrow = 51.875 \frac{kN}{m} + 2 \cdot 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0.tuuli} \cdot Q_{k.w.1.t}$$

KT5:

$$P_{Ed.3m} := 0.9 \cdot K_{FI} \cdot (G_{palkki} + G_{ristikko.t}) + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k.w.2.t} = 12.885 \frac{kN}{m}$$

**Mitoituksessa tarkasteltavat käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät:**

Ominaisyhdistelmä:

$$P_{Ek.o} := G_{palkki} + 2 \cdot G_{ristikko.t} + 2 \cdot Q_{k.s.t} + 2 \cdot \psi_{0.tuuli} \cdot Q_{k.w.1.t} = 37.71 \frac{kN}{m}$$

Tavallinen yhdistelmä:

$$P_{Ek.t} := G_{palkki} + 2 \cdot G_{ristikko.t} + 2 \cdot \psi_{1.lumi} \cdot Q_{k.s.t} + 2 \cdot \psi_{2.tuuli} \cdot Q_{k.w.1.t} = 22.2 \frac{kN}{m}$$

$$P_{Ek.t.2} := G_{palkki} + 2 \cdot G_{ristikko.t} + 2 \cdot \psi_{2.lumi} \cdot Q_{k.s.t} + 2 \cdot \psi_{1.tuuli} \cdot Q_{k.w.1.t} = 18.57 \frac{kN}{m}$$

Pitkäaikaisyhdistelmä:

$$P_{Ek.p} := G_{palkki} + 2 \cdot G_{ristikko.t} + 2 \cdot \psi_{2.lumi} \cdot Q_{k.s.t} + 2 \cdot \psi_{2.tuuli} \cdot Q_{k.w.1.t} = 17.8 \frac{kN}{m}$$

**Suorakaidepalkin betonipeite ja minimilujuusominaisuudet :**Betoni 30/37:

Puristuslujuuden ominaisarvo:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctk.0.05} := 2.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{cd} := 17 \text{ MPa}$$

Muottiharkon poikkileikkauksen mitat  
(muotin kuoret ei ole huomioitu):

$$b_{palkki} := 195 \text{ mm}$$

$$h_{palkki} := 600 \text{ mm}$$

Teräs: A500HW

Pääraudoituksen halkaisija

$$\phi_p := 16 \text{ mm}$$

Hakaraudoituksen halkaisija

$$\phi_h := 10 \text{ mm}$$

Raudoituksen vetolujuuden ominaisarvo:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Raudoituksen vetolujuuden mitoitusarvo:

$$f_{yd} := 435 \text{ MPa}$$

Teräksen kimmokerroin

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Betonipeitteen nimellisarvo

$$C_{nom} := 25 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus;

$$d := h_{palkki} - C_{nom} - \phi_h - \frac{\phi_p}{2} = 557 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z := 0.9 \cdot d = 501.3 \text{ mm}$$

Lasketaan palkki ensin murtorajatilassa

Mitoituskuorma:

$$P_{Ed,max} := \max(P_{Ed,1m}, P_{Ed,2m}, P_{Ed,3m}, P_{Ed,4m}, P_{Ed,4m}) = 51.875 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Taivutusmitoitus:

$$M_{Ed} := \frac{P_{Ed,max} \cdot L_{palkki}^2}{8} = 233.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{palkki} \cdot d^2} = 0.227$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:

$$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.261$$

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega := \beta = 0.261$$

Vaadittava teräsmäärä:

$$A_{s,vad} := \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_{palkki} \cdot d = (1.108 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Minimi teräsmäärä:

$$A_{s,min} := \max\left(\frac{0.26 \cdot f_{ctm} \cdot d \cdot b_{palkki}}{f_{yk}}, 0.0012 \cdot b_{palkki} \cdot d\right) = 163.791 \text{ mm}^2$$

Kokeilla teräs: 6T16

$$A_{s,kok} := 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_p}{2}\right)^2 = (1.206 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } A_{s.kok} > A_{s.min} & = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"KORJAA RAUDOITUS"} & \end{array}$$

Tarkistetaan onko raudoitus riittävä:

$$\begin{array}{l|l} \text{if } A_{s.kok} > A_{s.vad} & = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"KORJAA RAUDOITUS"} & \end{array}$$

Tarkistetaan vielä taivutuskestävyys:

$$M_{Rd} := A_{s.kok} \cdot f_{yd} \cdot z = 263.068 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } M_{Ed} < M_{Rd} & = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"KORJAA RAUDOITUS"} & \end{array}$$

### Leikkausraudoitus:

Leikkausvoima tuella:

$$V_{Ed} := P_{Ed.max} \cdot \frac{L_{palkki}}{2} = 155.625 \text{ kN}$$

Leikkausvoima tuen  
keskellä:

$$V_{Ed.max} := V_{Ed} = 155.625 \text{ kN}$$

Hakojen kaltevuus:

$$\alpha := 90^\circ$$

Puristussauvan kaltevuus:

$$\theta := 45^\circ$$

Hakatankojen leikkeisyys:

$$n_h := 2$$

Hakojen poikkipinta-ala:

$$A_{sw} := n_h \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_h}{2} \right)^2 = 157.08 \text{ mm}^2$$

Leikkausraudoituksen myötölujuuden  
mitoitussarvo:

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Vaadittava hakaväli:

$$s := \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) \leq 220.104 \text{ mm}$$

Leikkausraudoituksen  
määrä metrin matkalla:

$$A_{sw.v} := \frac{1000 \text{ mm}}{s} \cdot A_{sw} = 713.662 \text{ mm}^2$$

Puristusmurtokestävyys:

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.528$$

$$V_{Rd,max} := v \cdot f_{cd} \cdot b_{palkki} \cdot z \cdot \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} \quad \downarrow = 438.718 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} & = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"KORJAA RAUDOITUS"} & \end{array}$$

Lasketaan minimihakaväli:

$$s_{min} := \frac{A_{sw}}{0.08 \cdot b_{palkki} \cdot \sin(\alpha)} \cdot \frac{f_{yk}}{MPa} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}} \quad \downarrow = 919.189 \text{ mm}$$

Suurin sallittu hakaväli:

$$s_{max} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 417.75 \text{ mm}$$

Valitaan hakaväli:

$$s_{kok} := \min(s, s_{min}, s_{max}) = 220.104 \text{ mm}$$

$$s_{val} := 220 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} := \frac{A_{sw}}{s_{val}} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) \quad \downarrow = 155.698 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \min(V_{Rd,max}, V_{Rd,s}) = 155.698 \text{ kN}$$

Tarkistetaan vielä leikkauskestävyys:

$$\begin{array}{l|l} \text{if } V_{Ed} \leq V_{Rd} & = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"KORJAA RAUDOITUS"} & \end{array}$$

Eli palkki kestää taivutusta ja leikkausta sille asetetuilla teräksillä.

Taivutusraudoitus: valittu raudoitus 6T16

Leikkausraudoitus: T10 K220

### Ankkurointimitoitus

Valittu raudoitus:

$$A_{s,kok} = (1.206 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Raudoituksessa vallitseva voima:

$$F_{Ed} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) = 77.813 \text{ kN}$$

Tartuntalujuuden mitoitusarvo (hyvät tartuntaolosuhteet):

$$\eta_1 := 1.0 \quad \eta_2 := 1.0$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3 \text{ MPa}$$

Tuottava teräsmäärä ankkurointia varten:

$$A_{s.kok} = (1.206 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Terästangossa vallitseva normaalijännitys:

$$\sigma_{sd} := \frac{F_{Ed}}{A_{s.kok}} = 64.501 \text{ MPa}$$

Ankkurointipituuden perusarvo:

$$l_{b.rqd} := \frac{\phi_p}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 86.002 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo:

$$\alpha_1 := 1 \quad \alpha_2 := 1$$

$$\alpha_3 := 1 \quad \alpha_4 := 1 \quad \alpha_5 := 1$$

$$l_{bd} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd} = 86.002 \text{ mm}$$

Valitaan ankkurointipituudeksi:

$$l_b := 100 \text{ mm}$$

Tarkistetaan, että valittu  
ankkurointipituus on riittävä:

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } l_{bd} < l_b \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "KORJAA " } \\ \quad \parallel \text{ "ANKKUROINTIPITUUS" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

### Mitoitus käyttörajatilassa:

Käyttörajatilan rasitukset

Taivutusmomentti: ominaisyhdistelmä:

$$M_{Ek.o} := P_{Ek.o} \cdot \frac{L_{palkki}^2}{8} = 169.695 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusmomentti: ominaisyhdistelmä:

$$M_{Ek.p} := P_{Ek.p} \cdot \frac{L_{palkki}^2}{8} = 80.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Muottirakenteisen teräsbetonipalkin taipuman rajoittaminen:

Tarkistetaan tarvitseeko taipumaa tarkastella:

Suhteellinen raudoitusalala:

$$\rho := \frac{A_{s.kok}}{b_{palkki} \cdot d} = 0.011$$

$$\rho_0 := 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}} = 0.005$$

(Puristusraudoittamaton)

$$\rho' := 0$$

(Vapaasti tuettu palkki)

$$K := 0.8$$

Rajasuhde:

$$Rajasuhde := \begin{cases} \text{if } \rho \leq \rho_0 \\ \left\| K \cdot \left( 11 + 1.5 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right) \right\| \\ \text{else if } \rho > \rho_0 \\ \left\| K \cdot \left( 11 + 1.5 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right) \right\| \end{cases} = 12.041$$

Tarkistetaan tarvitseeko taipuma laskea:

$$\begin{cases} \text{if } \frac{L_{palkki}}{d} < Rajasuhde \\ \left\| \text{"Taipuma ei tarvitse laskea"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"Taipuma laskettava"} \right\| \end{cases} = \text{"Taipuma ei tarvitse laskea"}$$

Tarkistetaan taipuma kuitenkin laskemalla:

Ennen taipuman laskemista, täytyy selvittää virumisesta johtuvat kertoimet ja virumaluku

Betonin lujuuden vaikutukseen huomioivat kertoimet:

$$\alpha_1 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.944$$

$$\alpha_2 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.984$$

$$\alpha_3 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.96$$

Suhteellinen kosteus:

$$RH := 60\%$$

Palkin pinta-ala:

$$A_c := b_{palkki} \cdot h_{palkki} = 0.117 \text{ m}^2$$

Piiri (haihtumiselle altis):

$$u := 2 \cdot b_{palkki} = 0.39 \text{ m}$$

Muunnettu paksuus:

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u \cdot \text{mm}} = 600$$

Kerroin, joka on riippuva suhteellisesta kosteudesta ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta:

$$\beta_h := \begin{cases} \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left\| \min \left( 1.5 \cdot \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250, 1500 \right) \right\| \\ \text{else if } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ \left\| \min \left( 1.5 \cdot \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) \right\| \end{cases} = 1.14 \cdot 10^3$$

Tarkasteluhetkellä betonin ikä:  $t := 50 \cdot 365 = 1.825 \cdot 10^4$

Vuorokausina betonin ikä:  $t_0 := 28$

Kuormituksen jälkeen virumisen kehittymistä kuvaava kerroin:

$$\beta_{t,t_0} := \left( \frac{(t - t_0)}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.982$$

Betonin kuormittumisen alkamisajan vaikutus nimelliseen virumalukuun:

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.488$$

Betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun:

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\left( \frac{f_{cm}}{\text{MPa}} \right)}} = 2.725$$

Betonin suhteellisen kosteuden vaikutus nimelliseen virumalukuun:

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left\| \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 + \frac{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}{100}} \right\| \\ \text{else if } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ \left\| \left( \frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 + \frac{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}{100}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \right\| \end{cases} = 2.078$$

Nimellinen virumaluku:  $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 2.766$

virumaluku:  $\varphi_{t,t_0} := \varphi_0 \cdot \beta_{t,t_0} = 2.716$

Betonin tehollinen kimmokerroin:  $E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,t_0}} = (8.879 \cdot 10^9) \text{ Pa}$

Kimmokertoimien suhde:

$$\alpha_{e,eff} := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 22.524$$

Halkeamattomassa tilassa palkin puristusvyöhykkeen korkeus pitkäaikaisessa:

$$\chi_{I,LT} := \frac{\frac{b_{palkki} \cdot h_{palkki}^2}{2} + (\alpha_{e,eff} - 1) \cdot A_{s,kok} \cdot d}{b_{palkki} \cdot h_{palkki} + (\alpha_{e,eff} - 1) \cdot A_{s,kok}} = 346.677 \text{ mm}$$

Halkeamattomassa tilassa palkin jäyhyysmomentti pitkäaikaisessa:

$$I_{I,LT} := \frac{b_{palkki} \cdot h_{palkki}^3}{12} + b_{palkki} \cdot h_{palkki} \cdot \left( \frac{h_{palkki}}{2} - \chi_{I,LT} \right)^2 + (\alpha_{e,eff} - 1) \cdot A_{s,kok} \cdot (d - \chi_{I,LT})^2 \quad \downarrow = (4.914 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$W_I := \frac{I_{I,LT}}{(h_{palkki} - \chi_{I,LT})} = (1.94 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Kuormituksen keston huomioitava kerroin (pitkäaikainen kuormitus):

$$\beta := 0.5$$

Halkeilumomentti:

$$M_{R,cr} := f_{ctm} \cdot W_I = 56.249 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} := M_{R,cr} = 56.249 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ominaiskuormien yhdistelmän mukaan kuormitushistorian suurin momentti:

$$M_{Ed} = 233.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Halkeiluaste:

$$\zeta := 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 = 0.971$$

Halkeamattoman tilan kaarevuus pitkäaikaisessa tilassa:

Taivutusemonetti pitkäaikaisiyhdistelmä:

$$M_{Ep} := \frac{P_{Ek,p} \cdot L_{palkki}^2}{8} = 80.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusemonetti , jolle taipuma lasketaan:

$$M_E := M_{Ep} = 80.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Halkeamattoman tilan kaarevuus:

$$r_{I,LT} := \frac{1}{\frac{M_E}{E_{c,eff} \cdot I_{I,LT}}} = 544.686 \text{ m}$$

$$\frac{1}{r_{I,LT}} = 0.002 \frac{1}{\text{m}}$$

Haljenneen tilan kaarevuus pitkäaikaisessa tilassa:



Haljenneessa tilassa palkin puristusvyöhykkeen korkeus pitkäaikaisessa:

$$\chi_{II.LT} := d \cdot \rho \cdot \alpha_{e.eff} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot \alpha_{e.eff}}} \right) = 278.563 \text{ mm}$$

Haljenneessa tilassa palkin jäyhyysmomentti pitkäaikaisessa:

$$I_{II.LT} := \frac{b_{palkki} \cdot \chi_{II.LT}^3}{3} + \alpha_{e.eff} \cdot A_{s.kok} \cdot (d - \chi_{II.LT})^2 = (2.607 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Haljenneen tilan kaarevuus pitkäaikaisessa:

$$r_{II.LT} := \frac{1}{\frac{M_E}{E_{c.eff} \cdot I_{II.LT}}} = 288.999 \text{ m}$$

$$\frac{1}{r_{II.LT}} = 0.003 \frac{1}{\text{m}}$$

Osittain haljenneen tilan kaarevuus:

$$r_{LT} := \frac{1}{\zeta \cdot \frac{1}{r_{II.LT}} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_{I.LT}}} = 292.991 \text{ m}$$

$$\frac{1}{r_{LT}} = 0.003 \frac{1}{\text{m}}$$

Kantavassa seinässä käytetään samaa betonia ja samoja harkkoja kuin suorakaidepalkissa

### Seinän lujuusominaisuudet :

Seinän mitat:

Rasitusluokka: XC1

Korkeus  $L_{seinä} := 3200 \text{ mm}$

paksuus  $h_{seinä} := 190 \text{ mm}$

Leveys  $b_{seinä} := 1000 \text{ mm}$

### Betoni 30/37:

Puristuslujuuden ominaisarvo:  $f_{ck} := 30 \text{ MPa}$

$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$

$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$

$f_{ctk.0.05} := 2.0 \frac{N}{mm^2}$

$a_{cc} := 0.8$

$\gamma_c := 1.8$

$f_{ctd} := \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.11 \text{ MPa}$

$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$

Puristuslujuuden mitoitusarvo:  $f_{cd} := a_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 13.333 \frac{N}{mm^2}$

### Puristuskestävyys:

$N_{Rd} = b_{seinä} \cdot t_c \cdot f_{cd} \cdot \Phi$

Valuontelon leveys:  $t_c := 190 \text{ mm}$

Hoikkeuden ja epäkeskisyyden pienennyskerroin:

$$\Phi = \min \left( \frac{1.14 \cdot \left( 1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{t_c} \right) - 0.013 \cdot l_0}{t_{ef}}, 1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{t_c} \right)$$

Nurjahduspituus:  $l_0 := 1 \cdot L_{seinä} = 3.2 \text{ m}$

Seinän tehollinen paksuus  $t_{ef} := 200 \text{ mm}$

Raudoittamattoman seinän nurjahduspituus saa olla enintään  $25 t_{ef}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } 25 \cdot t_{ef} > l_0 \\ \parallel \\ \text{"ok"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"korjaa"} \end{array} \right| = \text{"ok"}$$

Epäkeskeisyys:

$$e_{tot} = e_0 + e_i$$

Alkuepäkeskeisyys:

$$e_0 := 0$$

Lisäepäkeskeisyys:

$$e_i := \frac{l_0}{200} = 0.016 \text{ m}$$

$$e_{tot} := e_0 + e_i = 16 \text{ mm}$$

B9 mukaan epäkeskisyyden vähimmäisarvo on  $0,05 t_{ef}$

$$e_{tot} := 0.05 \cdot t_{ef} = 10 \text{ mm}$$

Hoikkuuden ja epäkeskisyyden  
pienennyskerroin:

$$\Phi := \min \left( 1.14 \cdot \left( 1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{t_c} \right) - 0.013 \cdot \frac{l_0}{t_{ef}}, 1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{t_c} \right) = 0.812$$

Lasketaan lopuksi puristuskestävyys

$$N_{Rd} := b_{seinä} \cdot t_c \cdot f_{cd} \cdot \Phi = 2057.067 \text{ kN}$$

Varmistetaan, että kestäkö seinä sille kohdistuvan kuorman.

## Kuormat

Rakennuksen yläpohjan kuormat:

Peruslumikuorma katolla:

$$Q_{k.s} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kattoristikoiden omapaino (ripustuksineen)

$$G_{ristikko} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tuulikuorma katolle: (tuulen paine)

$$Q_{k.w.1} := 0.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Viivakuormat seinälle:

Seinän jänneväli:

$$B_{seinä} := 6 \text{ m}$$

Pääkannattajien väli:

$$b := 11 \text{ m}$$

Palkin korkeus:

$$h_{palkki} := 600 \text{ mm}$$

Palkin leveys:

$$b_{palkki} := 200 \text{ mm}$$

Palkin omapaino(Muottiharkko):

$$G_{palkki} := 20 \frac{kN}{m^3} \cdot h_{palkki} \cdot b_{palkki} = 2.4 \frac{kN}{m}$$

Seinän omapaino:

$$G_{seinä} := 20 \frac{kN}{m^3} \cdot h_{seinä} \cdot L_{seinä} = 12.16 \frac{kN}{m}$$

Välipohjan omapaino:

$$G_{vp} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 200 \text{ mm} \cdot b = 55 \frac{kN}{m}$$

Pystykuorma:

$$N_{Ed.m} := 1.15 \left( G_{seinä} + G_{palkki} + G_{vp} + G_{ristikko} \cdot B_{seinä} \right) + 1.5 \cdot \left( Q_{k.s} + Q_{k.w.1} \right) \cdot b = 125.669 \frac{kN}{m}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed.m} \cdot b_{seinä} = 125.669 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } N_{Ed} < N_{Rd} \\ \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "korjaa" } \end{array} \Bigg| = \text{"OK"}$$

Nyt huomataan, että seinää kestää tosi hyvin sille kohdistuvaa kuormitusta.

**Maanpaineseinän betonipeite ja minimilujuusominaisuudet :**

Maanpaineseinän mitat:

Rasitusluokka: XC1

Korkeus

$$L_{mseinä} := 3200 \text{ mm}$$

paksuus

$$h_{mseinä} := 190 \text{ mm}$$

Betoni 30/37:

Puristuslujuuden ominaisarvo:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctk.0.05} := 2.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{cd} := 17 \text{ MPa}$$

Maanpaineseinän poikkileikkauksen mitat (muotin kuoret ei ole huomioitu):

$$b_{mseinä} := 1000 \text{ mm}$$

$$h_{mseinä} = 190 \text{ mm}$$

Teräs: A500HW

Pääraudoituksen halkaisija

$$\phi_p := 16 \text{ mm}$$

Hakaraudoituksen halkaisija

$$\phi_h := 8 \text{ mm}$$

Raudoituksen vetolujuuden ominaisarvo:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Raudoituksen vetolujuuden mitoitusarvo:

$$f_{yd} := 435 \text{ MPa}$$

Teräksen kimmokerroin

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Betonipeitteen nimellisarvo

$$C_{nom} := 30 \text{ mm}$$

Mittaoikeama, betonipeitteen vähimmäisarvo:

$$C_{min.dur} := 5 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus;

$$d := h_{mseinä} - (C_{nom} + C_{min.dur}) \downarrow = 139 \text{ mm} \\ - \phi_h - \frac{\phi_p}{2}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z := 0.9 \cdot d = 125.1 \text{ mm}$$

Kuormat

Luotettavuusluokka RC2

$$K_{FI} := 1.35$$

Betonin tiheys

$$q_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Seinän oma paino (Metrin kaista):

$$g_{mseinä} := h_{mseinä} \cdot 1000 \text{ mm} \downarrow = 4.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot q_c$$

Lumikuorma

$$q_{lumi} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pintakuorma

$$q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pystykuorma:

$$N_{Ed} := (1.15 g_{mseinä} + 1.5 \cdot ((q_{lumi} + q) \cdot h_{mseinä})) \cdot L_{mseinä} = 24.32 \text{ kN}$$

Maan ominaisuudet ja niiden kertoimet :

Leikkauskestävyyskulma

$$\varphi := 38^\circ$$

Maanpaineneluku

$$K_0 := 1 - \sin(\varphi) = 0.384$$

Pintakuorma

$$q = 5 \text{ kPa}$$

maan tilavuuspaino

$$\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Maanpaineiden ominaisarvot :

$$p(z) = K_0 \cdot (\gamma \cdot z + q)$$

Maanpainosta ja pintakuormasta aiheutuva maanpaine pinnassa ja 3,5 metrin syvyydessä:

$$z := 0 \text{ m} \quad p_{0,d} := K_0 \cdot (K_{FI} \cdot 1.15 \cdot \gamma \cdot z + 1.5 \cdot q) = 2.883 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$z := 3.5 \text{ m} \quad p_{2,d} := K_0 \cdot (K_{FI} \cdot 1.15 \cdot \gamma \cdot z + 1.5 \cdot q) = 42.562 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Pystyraudoitettu seinä**

Pystyraudoitettuun seinään kuormittaa vain kolmiokuorma:

$$p_d := \frac{K_0 \cdot K_{FI} \cdot 1.15 \cdot \gamma \cdot z}{2} = 19.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{Ed.kok} := K_0 \cdot \frac{(K_{FI} \cdot 1.15 \cdot \gamma \cdot z)}{2} + K_0 \cdot 1.5 \cdot q = 22.722 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tällöin maksimimomentti voidaan laskea seuraavasti:

$$M_{Ed.2} := \left( \frac{p_d \cdot L_{mseinä}^2}{9 \cdot \sqrt{3}} \right) \cdot 1000 \text{ mm} = 13.033 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Koska seinään kohdistuu sekä vaakakuorma että tasainen pystykuorma, on ratkaistava momentin maksimikohta derivoimalla:

$$M'(x) = \frac{p_d}{2 \cdot L_{mseinä}} x^2 - (1.5 \cdot q) \cdot x + \left( (1.5 \cdot q) \cdot \frac{L_{mseinä}}{2} + (1.5 \cdot q) \cdot \frac{L_{mseinä}}{6} \right)$$

Ratkaistaan derivaatan nollakohta:  $a := -\frac{p_d}{2 \cdot L_{mseinä}} = -3.1 \cdot 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{s}^2}$

$$b := -(1.5 \cdot q)$$

$$c := 1.5 \cdot q \cdot \frac{L_{mseinä}}{2} + p_d \cdot \frac{L_{mseinä}}{6}$$

$$x := -\frac{b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} = 1.748 \text{ m}$$

Momentin maksimikohta on siis noin 2 m seinän yläreunasta:

Maksimimomentti pysty- ja vaakakuormasta:

$$M_{Ed.max} := \left( \frac{(1.5 \cdot q) \cdot L_{mseinä} \cdot x}{2} \cdot \left( 1 - \frac{x}{z} \right) + \frac{p_d \cdot L_{mseinä} \cdot x}{6} \left( 1 - \frac{x^2}{z^2} \right) \right) \cdot \text{m} = 24.382 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutus:

Selvitetään maanpaineseinälle rauditus, joka johtuu ensimmäisen- ja toisenkertaluvun momentista (laskentamomentti):

$$M_{Ed} = M_{0.Ed} + M_2$$

Ensimmäisen kertaluvun momentin tarkastelu: jossa huomioidaan sekä maanpaineen että pystykuorman epäkeskisyyden aiheuttama momentti:

Alkuepäkeskeisyys:  $e_0 := 0$

Lisäepäkeskeisyys:  $e_i := \frac{L_{mseinä}}{400} = 8 \text{ mm}$

	$M_{0Ed} := M_{Ed.max} + N_{Ed} \cdot (e_0 + e_i) = 24.577 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Toisen kertaluvun momentti:	$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$
Ensin on laskettava taipuma $e_2$ :	$e_2 = \left( \frac{1}{r} \right) \cdot \frac{L_{mseinä}^2}{c}$
	$c := \pi^2 = 9.87$
Kaarevuus:	$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}$
Virumaa ei huomioida:	$K_\varphi := 1$
Korjauskerroin:	$K_r = \frac{(n_u - n)}{n_u - n_{bal}}$
	$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$
Arvioitu teräsmäärä:	$A_s := 800 \text{ mm}^2$
Betonipoikkileikkauksen ala:	$A_c := 1000 \text{ mm} \cdot h_{mseinä} = (1.9 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
	$n_{bal} := 0.4$
Suhteellinen normaalivoima	$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.008$
Lasketaan arvot:	$n_u := 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$
Korjauskerroin:	$K_r := \frac{(n_u - n)}{n_u - n_{bal}} = 1.555$
Kaarevuus:	$r_0 := \frac{1}{\frac{f_{yd}}{E_s \cdot 0.45 \cdot d}} = (2.876 \cdot 10^4) \text{ mm}$
	$\frac{1}{r_0} = 0.000035 \frac{1}{\text{mm}}$
	$r := \frac{1}{K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}} = (1.85 \cdot 10^4) \text{ mm}$
	$\frac{1}{r} = (5.405 \cdot 10^{-5}) \frac{1}{\text{mm}}$
taipuma $e_2$ :	$e_2 := \left( \frac{1}{r} \right) \cdot \frac{L_{mseinä}^2}{c} = 56.083 \text{ mm}$
Toisen kertaluvun momenttin:	$M_2 := N_{Ed} \cdot e_2 = 1.364 \text{ kN} \cdot \text{m}$



laskentamomentti:

$$M_{Ed} := M_{0Ed} + M_2 = 25.941 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Teräslaskenta**

Määritetään tarvitseva teräsmäär yhteisvaikutusdiagrammien avulla:

Suhteellinen normaalivoima

$$\nu := \frac{N_{Ed}}{1000 \text{ mm} \cdot h_{mseinä} \cdot f_{cd}} = 0.008$$

Suhteellinen momentti

$$\mu := \frac{M_{Ed.2}}{1000 \text{ mm} \cdot h_{mseinä}^2 \cdot f_{cd}} = 0.0212$$

$$d' := 15 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{h_{mseinä}} = 0.079$$

Suhteellinen raudoitus:

$$\omega := 0.15$$

Lasketaan vaadittava raudoitus:

$$A_{s.vad} := \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot h_{mseinä} = (1.114 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Kokeillaan:

$$\phi_p = 16 \text{ mm}$$

$$A_{s.pää} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_p}{2} \right)^2 = 201.062 \text{ mm}^2$$

K-Jako

$$k := \frac{A_{s.pää}}{A_{s.vad}} = 0.181$$

$$k := 0.18$$

$$\text{if } A_{s.vad} < \frac{A_{s.pää}}{k} = \text{"OK"}$$

$$\parallel \text{"OK"}$$

else

$$\parallel \text{"Korjaa"}$$

Eli valitaan raudoitukseksi T 16 K180

**Leikkausraudoitus:**

Leikkausvoima tuella:

$$V_{Ed} := (p_{Ed.kok} \cdot L_{mseinä}) \cdot 1 \text{ m} = 72.711 \text{ kN}$$

Leikkausvoima tuen keskellä:

$$V_{Ed.max} := V_{Ed} = 72.711 \text{ kN}$$

Hakojen kaltevuus:

$$\alpha := 90^\circ$$

Puristussauvan kaltevuus:

$$\theta := 45^\circ$$

Hakatankojen leikkisyys:

$$n_h := 1$$

Hakojen poikkipinta-ala:

$$A_{sw} := n_h \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_h}{2} \right)^2 = 50.265 \text{ mm}^2$$

Leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo:

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Vaadittava hakaväli:

$$s := \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) \downarrow = (1.053 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Leikkausraudoituksen määrä metrin matkalla:

$$A_{sw.v} := \frac{1000 \text{ mm}}{s} \cdot A_{sw} = 47.758 \text{ mm}^2$$

Puristusmurtokestävyys:

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.528$$

$$V_{Rd.max} := v \cdot f_{cd} \cdot h_{mseinä} \cdot \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} \downarrow = (2.985 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

if $V_{Ed.max} \leq V_{Rd.max}$	= "OK"
"OK"	
else	
"KORJAA RAUDOITUS"	

Lasketaan minimihakaväli:

$$s_{min} := \frac{A_{sw}}{0.08 \cdot h_{mseinä} \cdot \sin(\alpha)} \cdot \frac{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}} \downarrow = 301.881 \text{ mm}$$

Suurin sallittu hakaväli:

$$s_{max} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 104.25 \text{ mm}$$

Valitaan hakaväli:

$$s_{kok} := \min(s, s_{min}, s_{max}) = 104.25 \text{ mm}$$

$$s_{val} := 400 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s_{val}} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) \downarrow = 191.323 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \min(V_{Rd.max}, V_{Rd.s}) = 191.323 \text{ kN}$$

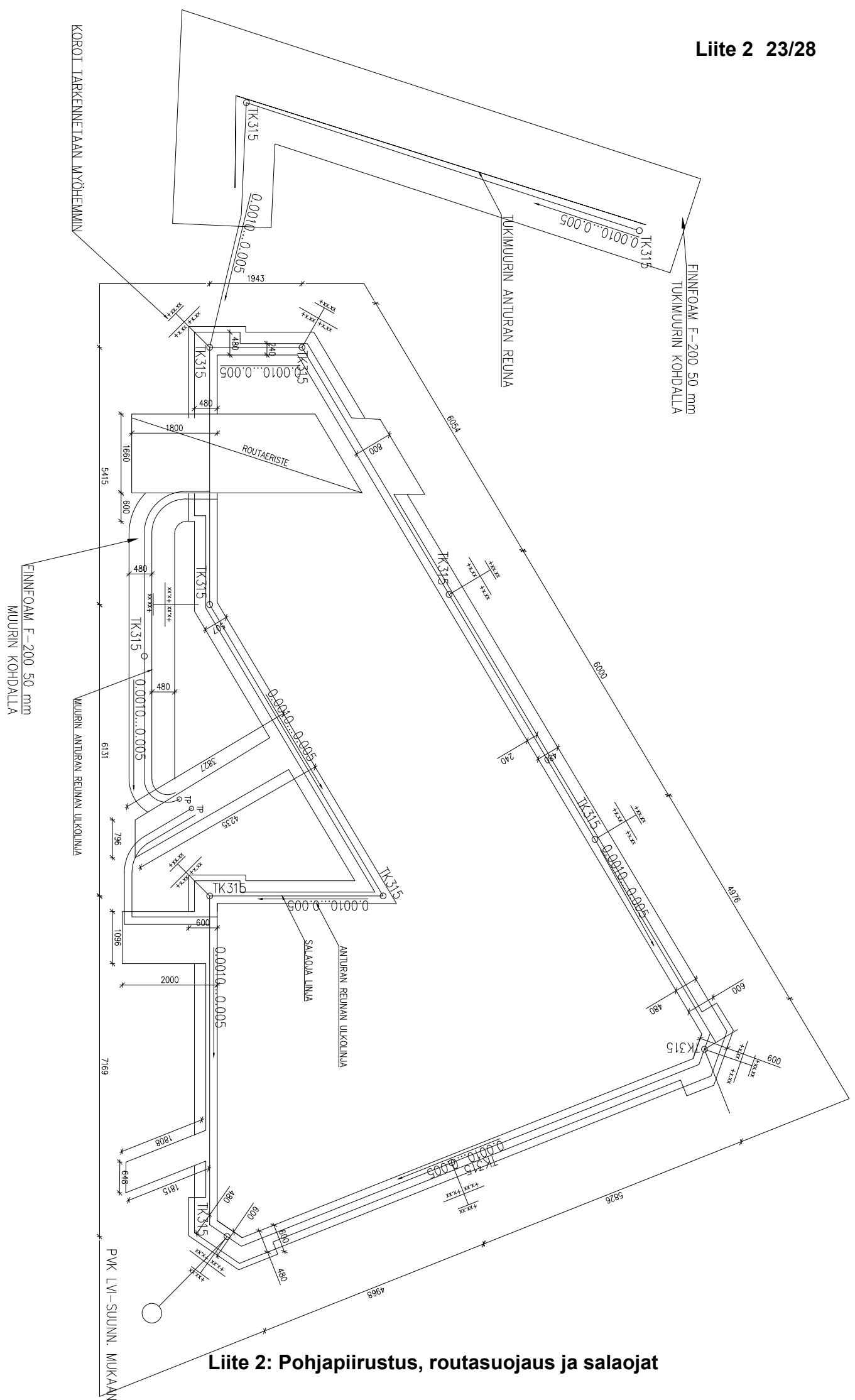
Tarkistetaan vielä leikkauskestävyys:

if $V_{Ed} \leq V_{Rd}$	= "OK"
"OK"	
else	
"KORJAA RAUDOITUS"	

Eli seinä kestää taivutusta ja leikkausta sille asetetuilla teräksillä.

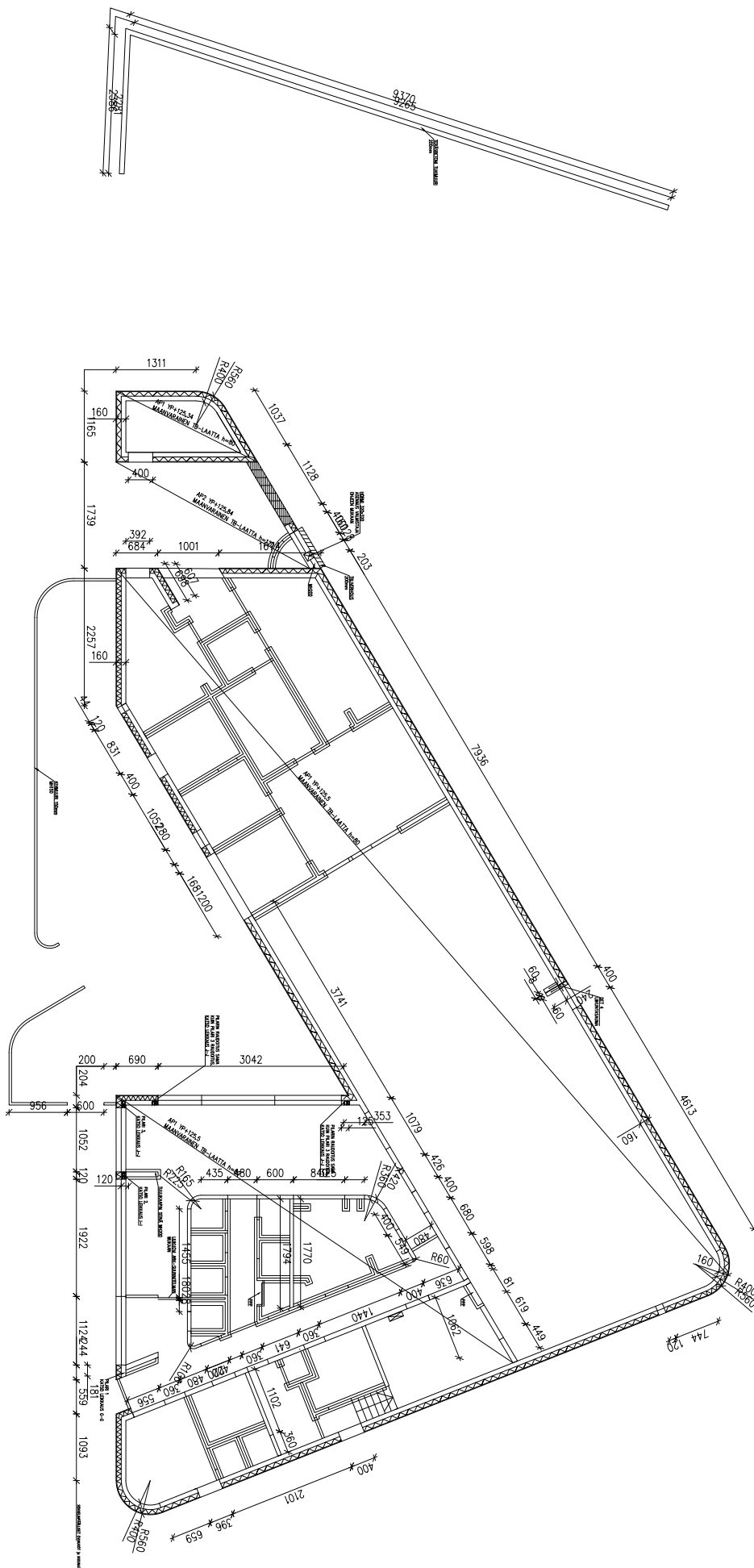
Taivutusraudoitus (pysty): T16 K180

Leikkausraudoitus (vaaka): T8 K400



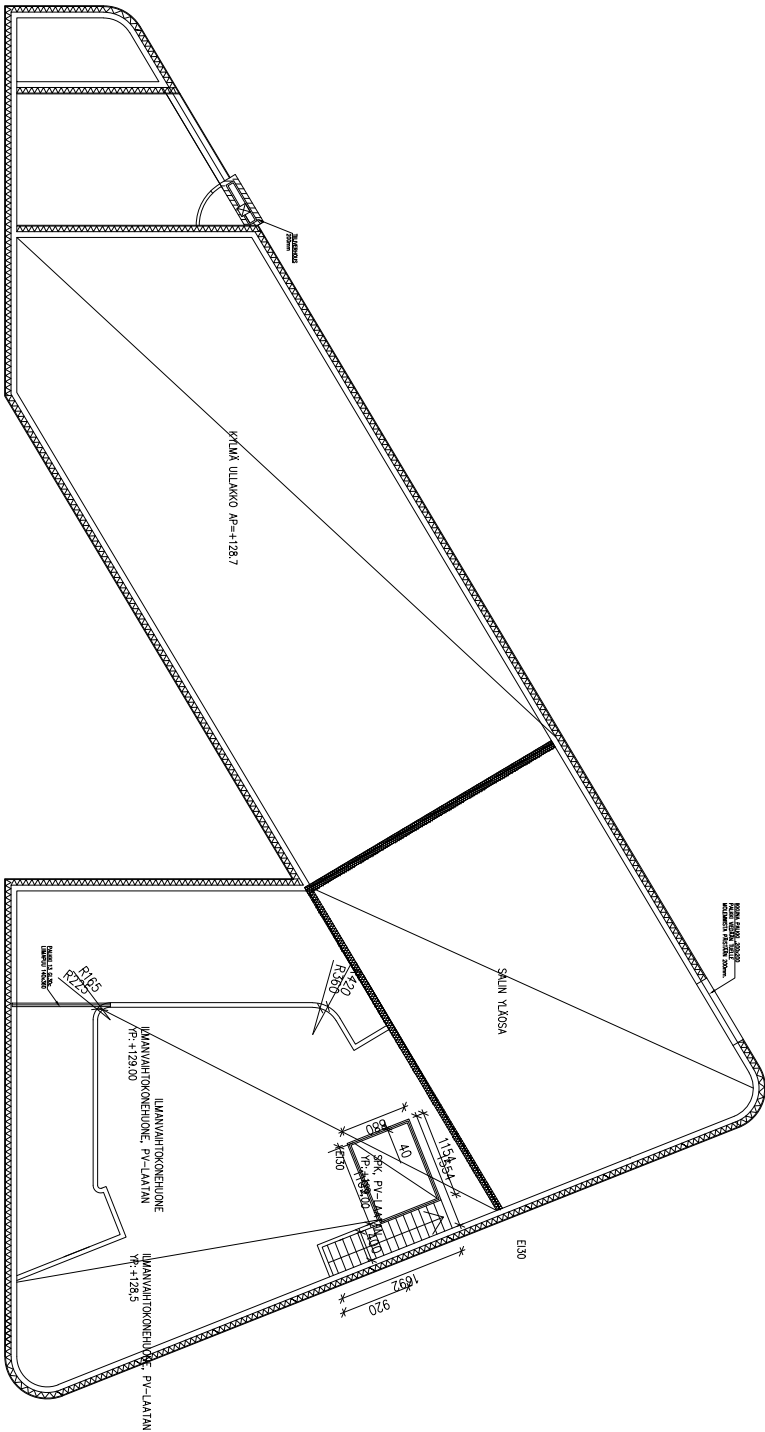
## Liite 2: Pohjapiirustus, routasuojaus ja salaojat



[illegible]

## Liite 2: Alapohja





LV- JA SÄHKÖJÄRJ. REKÄRUVAN WIKAAVI

KUORMAT PAKKEILLE  
RIL 201-1-2011 (EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3, EN 1991-1-4)

YR1. KUORMALUOKKA I

q<sub>k</sub> = 1.0 kN/m<sup>2</sup>

q<sub>k</sub> = 2.5 kN/m<sup>2</sup>

q<sub>k</sub> = 3.5 kN/m<sup>2</sup>

YR1. LUKU

q<sub>k</sub> = 8.0 kN/m<sup>2</sup>

q<sub>k</sub> = 3.5 kN/m<sup>2</sup>

SEPPÄMÄSLEIKOKA

LUOTETTAVUUSLUOKKA: R02

KANTAVA RUMMO

ULKOSEINÄ: LAMIN K4400 BETONIHARKKO

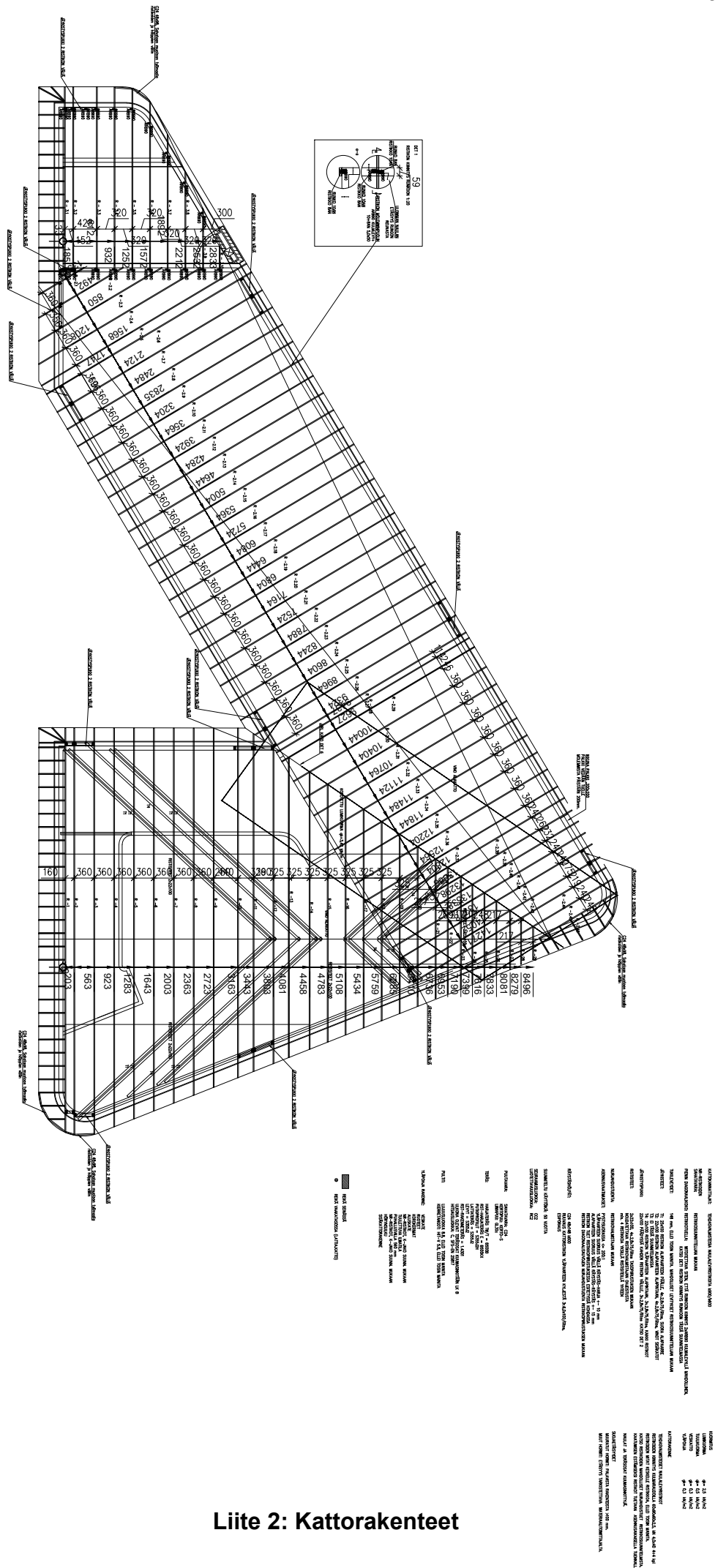
VÄLISEINÄ: BETONIHARKKO 150mm JA 200mm

SISÄKÄYNTIKATOKSET: RfS-PUIKKEPILU 14080x4 ja 120x40x4

KIINNIKKEET: min. KULMAKINNITTÄJÄ

Liite 2: 2. krs pystyrakenteet





## Liite 2: Kattorakenteet